

RISTOMATTI HELIN

Teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymiskestävyyden määrittäminen



Ristomatti Helin

Teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymiskestävyyden määrittäminen

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 23/2011

Liikennevirasto

Helsinki 2011

Kannen kuva: Silverin rautatiesilta

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-667-7

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 020 637 373

Ristomatti Helin: Teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymiskestävyyden määrittäminen. Liikennevirasto, väylätekniikkaosasto. Helsinki 2011. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 23/2011. 116 sivua ja 5 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-667-7.

Avainsanat: teräsbetoninen rautatiesilta, väsyminen, käyttöikä, vaurion suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli, S–N-käyrä

Tiivistelmä

Tässä työssä on tutkittu uusille rakenteille tarkoitetun eurokoodin soveltamista olemassa olevien teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymislaskentaan. Kirjallisuuden avulla on selvitetty betoniterästen, betonin ja teräsbetonirakenteen väsymisilmiöitä. Rautatiesiltojen suunnitteluohjeessa ja eurokoodissa on esitetty menettelytavat ja mallit, joiden perusteella rakenteen väsymiskestävyys voidaan todeta. Suoritettujen vertailulaskelmien tavoitteena on ollut kehittää perusteita eurokoodin soveltamisesta olemassa olevien teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymislaskentaan.

Teräksen väsymistä ilmiönä voidaan kuvata riittävällä tarkkuudella käyttäen S–N-käyriä ja Palmgren–Minerin mallia. Betonin väsyminen ilmiönä on huomattavasti monimutkaisempi kuin teräksen, koska betoni on materiaalina epähomogeenista ja sen käyttäytyminen on epälineaarista. Betonin väsymiseen liittyvä ominaispiirre on väsymiskestävyyden riippuminen pelkän jännitysvaihteluvälin lisäksi myös maksimi- ja minimijännitysten tasosta.

Teräsbetonirakenteen käyttäytyminen väsyttävän kuormituksen alaisena riippuu sen osamateriaalien eli betoniterästen ja betonin käyttäytymisestä sekä niiden välisistä tartuntaominaisuuksista. Aikaisemmissa tutkimuksissa on havaittu, että yleensä teräsbetonirakenteen jännitysjakauma muuttuu väsyttävän kuormituksen alaisena siten, että väsymismurto tapahtuu betoniteräksissä.

Tavallisin menettelytapa väsymiskestävyyden tarkastamiseksi on ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä. Tätä menetelmää käytetään sekä Rautatiesiltojen suunnitteluohjeessa että eurokoodissa. Menetelmien kertoimissa on kuitenkin eroja. Työssä on tutkittu eurokoodissa esitettyjen väsytyksjunien, joihin eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä perustuu, väsyttävää vaikutusta. Lisäksi on tutkittu suomalaisten mitoitusjunien ja vanhojen ominaisjunien väsyttävää vaikutusta.

Vertailulaskelmien perusteella on tehty suosituksia eurokoodin soveltamisesta olemassa olevien teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymislaskentaan. Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmään on esitetty muutokset, joilla voidaan ottaa aikakaustain huomioon muuttuneet akselipainot ja liikennemäärät. Lisäksi on esitetty suosituksia käytettävistä materiaaliominaisuuksista ja osavarmuuslukuista.

Ristomatti Helin: Bestämning av utmattningshållfastheten hos järnvägsbroar i armerad betong. Trafikverket, infrastrukturteknik. Helsingfors 2011. Trafikverkets undersökningar och utredningar 23/2011. 116 sidor och 5 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-667-7.

Nyckelord: järnvägsbroar i armerad betong, utmattning, livslängd, skada i relation till ekvivalent spänningsväxlingsintervall, S–N-kurva

Sammanfattning

I detta arbete undersöktes tillämpningen av eurokoden, som är avsedd för nya konstruktioner, vid beräkning av utmattningen hos befintliga järnvägsbroar i armerad betong. Utmattningsfenomenen hos armerad betong, betong och armerade betongkonstruktioner utreddes med hjälp av litteraturen. I konstruktionsanvisningarna för järnvägsbroar och i eurokoden beskrivs förfaringssätt och modeller för bestämningen av konstruktioners utmattningshållfasthet. Målsättningen med de utförda jämförelseberäkningarna var att utveckla grunder för tillämpning av eurokoden vid beräkning av utmattningshållfastheten hos befintliga järnvägsbroar i armerad betong.

Stålets utmattning som fenomen kan beskrivas med tillräcklig noggrannhet med hjälp av S–N-kurvor och Palmgren–Miners modell. Betongens utmattning som fenomen är betydligt mer komplext än stålets utmattning, eftersom betongen inte är ett homogent material och dess beteende är olinjärt. Ett kännetecknande drag för betongens utmattning är att utmattningshållfastheten inte enbart är beroende av spänningsväxlingsintervallet utan också av nivån på maximi- och minimispänningarna.

Beteendet hos armerade betongkonstruktioner under utmattande belastning beror på beteendet hos de ingående materialen, dvs. på beteendet hos armerad betong och betong samt på vidhäftningsförmågan mellan dessa material. I tidigare undersökningar har man upptäckt att spänningsfördelningen hos konstruktioner av armerad betong i allmänhet ändras under utmattande belastning så att utmattningsbrott uppstår i armeringsjärnen.

Det vanligaste förfaringssättet vid kontroll av utmattningshållfasthet är metoden ekvivalent spänningsväxlingsintervall. Metoden används både i konstruktionsanvisningarna för järnvägsbroar och i eurokoden. Det förekommer emellertid skillnader i koefficienterna i metoderna. I arbetet studerades den utmattande effekten hos de utmattningståg som beskrivs i eurokoden och som utgör grunden för metoden ekvivalent spänningsväxlingsintervall. Dessutom studerades den utmattande effekten hos de dimensionerande tågen och de gamla specifika tågen i Finland.

Utifrån jämförelseberäkningarna lämnades rekommendationer för tillämpning av eurokoden vid beräkning av utmattningen hos befintliga järnvägsbroar av armerad betong. Ändringar föreslås i metoden ekvivalent spänningsväxlingsintervall. Genom dessa ändringar kan periodvisa ändringar i axelvikter och trafikmängder beaktas. Dessutom lämnades rekommendationer för de använda materialegenskaperna och delsäkerhetsfaktorerna.

Ristomatti Helin: Evaluation of fatigue resistance in reinforced concrete railway bridges. Finnish Transport Agency, Infrastructure Technology. Helsinki 2011. Research reports of the Finnish Transport Agency 23/2011. 116 pages and 5 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664 ISBN 978-952-255-667-7.

Keywords: RC railway bridge, fatigue, service life, damage equivalent stress range, S–N curve

Summary

This master's thesis focuses on the application of Eurocodes to the evaluation of fatigue resistance in existing reinforced concrete railway bridges. Reference calculations between Eurocodes and Finnish design guides serve as a basis for suggested modifications to the fatigue calculations of Eurocode, when evaluating existing reinforced concrete bridges. A survey of the literature explicates the characteristics of fatigue of reinforcement steel, concrete and reinforced concrete structures. The methods for evaluating fatigue resistance in Eurocodes and in current Finnish design guides have also been introduced.

Fatigue of steel can be described with sufficient accuracy using S–N curves and Palmgren–Miner's model. Fatigue of concrete is not as simple because concrete is a composite material composed of cement, aggregate and water, which leads to non-linear behaviour. Characteristically, fatigue calculations of concrete depend not only on the stress range but also on the minimum and maximum level of stress.

The properties of concrete in compression fatigue and reinforcement in tension fatigue define the characteristics of reinforced concrete under fatigue loading. Test results have shown that failure generally takes place in the reinforcing steel. The reason for this failure is the redistribution of stresses which is, in turn, due to the deterioration of concrete in compression fatigue.

In design codes, the most common way to prove fatigue resistance is with the damage equivalent stress range method. This method is used in both current Finnish design guides and Eurocodes. Eurocodes also presents so-called fatigue trains, whose fatigue effect has been studied. These fatigue trains also form the basis for the factors of the damage equivalent stress range method. The fatigue effect of Finnish real trains and old Finnish characteristic trains has also been studied.

Based on the reference calculations some changes have been recommended to the Eurocodes damage equivalent stress range method. These changes allow the axle weights and traffic volume in different times to be taken into account. Also recommendations for material properties and partial safety factors for existing bridges have been included.

Esipuhe

Tämä diplomityön on tehnyt tekniikan kandidaatti Ristomatti Helin Aalto-yliopiston insinööritieteiden korkeakoulun rakennustekniikan laitoksella. Työ on tehty Liikenneviraston rautatieosaston rahoituksella ja se liittyy Suomessa käynnissä olevaan eurokoodien käyttöönottoon.

Työn ohjaajana on toiminut diplomi-insinööri Ilkka Sinisalo VR-Track Oy:stä ja valvojana professori Lauri Salokangas Aalto-yliopistosta. Ohjausryhmään ovat lisäksi kuuluneet Pekka Mantere ja Niklas Gordin Sito Oy:stä sekä tilaajan edustajana Ville-Pekka Lilja Liikennevirastosta.

Helsingissä toukokuussa 2011

Liikennevirasto
Väylätekniikkaosasto

Sisällys

MÄÄRITELMÄT	9
LYHENTEET	11
SYMBOLIT	12
1 JOHDANTO	18
1.1 Työn lähtökohdat	18
1.2 Työn rajaus ja tavoite	19
2 TERÄSBETONIRAKENTEIDEN VÄSYMINEEN	20
2.1 Väsymisilmiö	20
2.1.1 Väsymisen määrittely	20
2.1.2 Väsyttävistä kuormista	21
2.1.3 S–N-käyrä	21
2.1.4 Väsymisvaurion kertyminen	23
2.1.5 Murtumismekaniikka	24
2.2 Betoniterästen väsyminen	25
2.2.1 Yleistä betoniteräksistä	25
2.2.2 Betoniterästen väsymiseen vaikuttavia tekijöitä	26
2.2.3 Betoniterästen väsymisprosessi	27
2.2.4 Betoniterästen S–N-käyrät	28
2.2.5 Väsymisvaurion kertyminen betoniteräksissä	29
2.2.6 Murtumismekaniikan soveltaminen betoniterästen väsymiseen	29
2.3 Betonin väsyminen	30
2.3.1 Yleistä betonista	30
2.3.2 Betonin väsymiseen vaikuttavia tekijöitä	31
2.3.3 Betonin väsymisprosessi	32
2.3.4 Betonin S–N-käyrät ja Goodmanin-diagrammi	34
2.3.5 Väsymisvaurion kertyminen betonissa	35
2.3.6 Murtumismekaniikan soveltaminen betonin väsymiseen	37
2.4 Teräsbetonirakenteiden väsyminen	38
2.4.1 Teräsbetonin väsyminen taivutusrasituksen alaisena	39
2.4.2 Teräsbetonin väsyminen leikkausrasituksen alaisena	44
2.4.3 Teräsbetonin väsyminen läpileikkautumisen yhteydessä	48
3 TERÄSBETONISTEN RAUTATIESILTOJEN VÄSYMISTARKASTELUT	49
3.1 Yleistä	49
3.2 Kuormat ja dynaamiset vaikutukset	51
3.2.1 Kuormat	51
3.2.2 Dynaamiset vaikutukset	55
3.3 Yleiset menetelmät väsymisiän arviointiin	59
3.3.1 Palmgren–Minerian malli	59
3.3.2 Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä	63
3.4 Väsymismitoitus nykyisten ohjeiden mukaan	64
3.4.1 Kuormat	64
3.4.2 Dynaaminen suurennuskerroin	65
3.4.3 Materiaaliominaisuudet ja osavarmuusluvut	65
3.4.4 Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä	68

3.5	Väsymismitoitus eurokoodien mukaan.....	72
3.5.1	Kuormat	72
3.5.2	Dynaaminen suurennuskerroin	72
3.5.3	Materiaaliominaisuudet ja osavarmuusluvut	73
3.5.4	Yksinkertaiset tarkastukset väsymiskestävyyden toteamiseksi	76
3.5.5	Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä.....	80
3.5.6	Palmgren–Minerin mallin soveltaminen eurokoodissa.....	85
3.6	λ -kertoimien vertailu	87
4	VERTAILULASKELMAT	93
4.1	Laskelmien sisältö.....	93
4.2	Jännitysten laskennan periaatteet.....	95
4.3	Mallinnusperiaatteet	97
4.4	Kohteet.....	97
4.5	Tulokset	98
4.5.1	Taivutusväsymislaskelmien tulokset	98
4.5.2	Leikkausväsymislaskelmien tulokset	101
4.5.3	Laskettujen λ -kertoimien vertailu	104
4.5.4	Laskettujen ja RSO:n k-kertoimien vertailu	104
5	JOHTOPÄÄTÖKSET	106
5.1	Betonin väsyminen taivutusrasituksen alaisena.....	106
5.2	Teräksen väsyminen taivutusrasituksen alaisena	107
5.2.1	k-kertoimet ja normeerattu λ -kerroin.....	108
5.3	Teräsbetonin väsyminen leikkausrasituksen alaisena	108
5.3.1	Leikkausraudoittamaton rakenne	108
5.3.2	Leikkausraudoitettu rakenne	109
5.4	Väsymisvaurioiden havaitseminen	109
5.5	Jatkotutkittavaa.....	109
	LÄHDELUETTELO	111
	LIITTEET	
Liite 1	Eurokoodin väsytyksjunat ja liikenteen koostumukset	
Liite 2	Suomalaiset mitoitussjunat ja liikenteen koostumukset	
Liite 3	Vanhat ominaisjunat rataosittain	
Liite 4	Kyytiojan ratasillan laskelmat	
Liite 5	Olemassa olevien rautatiesiltojen väsymiskestävyyden tarkasteluohje	

Määritelmät

Betonin vetojäykistysvaikutus: Betonin kyky ottaa halkeilleessa poikkileikkauksessa osa kokonaisvetovoimasta raudoituksen ja betonin välisen tartunnan avulla. Tämä pienentää raudoituksen jännityksiä ja venymää sekä jäykistää raudoitusta.

Ekvivalentti vakioamplitudinen jännitysvaihteluväli: Vakioamplitudinen jännitysvaihteluväli, joka johtaa samaan väsymisikään kuin mitoituskertymä, joka perustuu Palmgren-Minerin malliin.

Ekvivalentti vakioamplitudinen väsyttävä kuormitus: Yksinkertaistettu vakioamplitudinen kuormitus, joka edustaa kyseessä olevien muuttuva-amplitudisten kuormitustapahtumien väsyttäviä vaikutuksia.

Fracture process zone (FPZ): Särön edellä oleva repeytymäalue, jossa särö etenee materiaalissa.

High-cycle fatigue (HCF): Suurten kuormanvaihtomäärien väsyminen, jolle on ominaista pitkä väsymisikä (yli 10 000 kuormanvaihtokertaa), koska kuormitukset ovat pieniä.

Jännityshistoria: Rekisteri tai laskelma jännityksen vaihteluista rakenteen yksittäisessä pisteessä kuormitustapahtuman aikana.

Jännityssuhde: Jännityksen minimiarvon suhde jännityksen maksimiarvoon suuruudeltaan vaihtelevassa kuormituksessa.

Jännitysvaihteluväli: Suurimman ja pienimmän materiaalin vaikuttavan jännityksen erotus.

Jännitysvaihteluvälien kertymä: Kaikkien erisuuruisten jännitysvaihteluvälien esiintymisten lukumääriä kuvaava histogrammi, joka on mitattu tai laskettu tietylle kuormitustapahtumalle.

Kuormanvaihtoluku: Lukuarvo, joka ilmaisee tietyn suuruisten jännitysvaihteluvälien määrän.

Kuormitustapahtuma: Tietty rakenteeseen vaikuttava kuormitusjakso, joka aiheuttaa lisäyksen jännityshistoriaan esimerkiksi junan ylitys sillasta.

Low-cycle fatigue (LCF): Pienten kuormanvaihtomäärien väsyminen, jolle on ominaista lyhyt väsymisikä (alle 10 000 kuormanvaihtokertaa). Kuormat ovat usein niin suuria, että materiaalissa tapahtuu merkittävää plastisoitumista.

Mikrohalkeama: Betonissa oleva halkeama, jonka koko on luokassa 10^{-6} m.

Mitoituskertymä: Kaikkien jännitysvaihteluvälien kertymien yhdistelmä, jota käytetään väsymisen arvioinnissa.

Ominaispituus (l): Särön edessä sijaitsevan repeytymäalueen (FPZ) pituus.

Palmgren–Minerin malli: Lineaarinen kumulatiivinen vauriosumma, jolla voidaan arvioida vaurion kertymistä S–N-käyrien ja mitoituskertymän avulla.

Rainflow-menetelmä: Yksi yleisimmistä menetelmistä mitoituskertymän laskemiseksi jännityshistoriasta.

S–N-käyrä: Ilmaisee väsymiskestävyyden kuormanvaihtoluvun funktiona vakioamplitudiselle kuormalle. Esitetään usein kaksoislogaritmisella asteikolla ($\log \Delta\sigma$ – $\log N$).

Särö: Murtumismekaniikassa säröllä tarkoitetaan kahta toisiaan koskettavaa säröpin-taa, joiden välillä ei ole vuorovaikutusta.

Särön etenemisalue: Alue särön edellä, jossa materiaalin ominaisuuksissa tapahtuu muutoksia, esimerkiksi plastisoitumisen takia.

Vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroin (k_i): Aikakausittain muuttuva kerroin, jonka arvo perustuu aikakauden ominaisjuniin ja liikenteen koostumukseen.

Väsymiskestävyys: Jännitysvaihteluväli, joka tietyllä kuormanvaihtoluvulla johtaa väsymismurtoon.

Väsymisraja: Raja, jonka alapuolella tapahtuva jännitysvaihtelu ei aiheuta väsymismurtoa millään kuormanvaihtoluvun arvolla. Useissa lähteissä väsymisrajalla tarkoitetaan myös väsymiskestävyyttä jollakin suurella kuormanvaihtoluvun arvolla, esimerkiksi väsymiskestävyys kuormanvaihtoluvulla 10^7 .

Lyhenteet

BBK94	Boverkets handbok on betongkonstruktioner 1994
CEB–FIB	Comité Euro-International du Béton – Fédération Internationale de la Précontrainte
DBTI	Dynamic Bridge–Train Interaction, dynaaminen sillan ja junan välisen vuorovaikutuksen malli
EN	European Norm
ERRI	European Rail Research Institute
EU	Euroopan unioni
FPZ	Fracture process zone, särön etenemisalue
HCF	high-cycle fatigue, suurten kuormanvaihtomäärien väsyminen
JRC	Joint Research Centre, Euroopan komission tutkimusyksikkö
LCF	low-cycle fatigue, pienten kuormanvaihtomäärien väsyminen
LEFM	Linear-elastic fracture mechanics, lineaaris-elastinen murtumismekaniikka
LiVi	Liikennevirasto
MC90	CEB–FIB Model Code 1990
MCFT	modified compression field theory, muunnettu puristus-kenttäteoria
ORE	Office for Research and Experiments of the International Union of Railways
RSO	Rautatiesiltojen suunnitteluohjeet
SFS	Suomen Standarsoimisliitto SFS
SIA	Schweizerischer ingenieur- und architektenverein, Sveitsin insinöörien ja arkkitehtien yhdistys
SrMk	Suomen rakentamismääräyskokoelma
UIC	International Union of Railways

Symbolit

Kreikkalaiset pienet kirjaimet

α	kerroin, jolla otetaan huomioon rataosalla sallittu akselipaino tai leikkausraudoituksen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan välinen kulma
α_{cc}	betonin lujuuskerroin, joka ottaa huomioon pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikutustavan
α_{cw}	kerroin, jolla otetaan huomioon betonin puristusjännitystilän vaikutus leikkausraudoitetun rakenteen tarkastelussa
α_e	teräksen ja betonin kimmokerrointen suhde
β	betonin S–N-käyrän kulmakerroin, kun minimijännitys on nolla eli jännityssuhde R on nolla
β_{cc}	kerroin, jolla otetaan huomioon betonin lujuus kuorman vaikuttaessa ensimmäisen kerran
γ_c	betonin osavarmuusluku
γ_s	betoniteräksen osavarmuusluku
$\gamma_{F,fat}$	kuormien osavarmuusluku väsymistarkasteluissa
$\gamma_{c,fat}$	betonin osavarmuusluku väsymiselle
$\gamma_{s,fat}$	betoniteräksen osavarmuusluku väsymiselle
γ_{sd}	mallin osavarmuusluku
θ	betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan välinen kulma
θ_{fat}	betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan välinen kulma väsymistarkasteluissa
λ	ekvivalentti vauriokerroin, joka koostuu useammasta λ -kertoimesta
λ_c	ekvivalentti vauriokerroin betonille
λ_i	ekvivalentin vauriokertoimen osakerroin i (i saa arvoja väliltä 1–4, eri kertoimet ottavat huomioon eri tekijöiden vaikutuksen)
λ_k	Eri aikakausien bruttotonneilla ja kalustolla normeerattu vaihtorasitusheilahduksen kerroin
λ_s	ekvivalentti vauriokerroin teräkselle

v, v_1	kerroin, jolla betonin väsymislujuutta pienennetään, kun tutkitaan ristikkoanalogian puristuskaistoja leikkauksen vaikuttaessa
ρ	raudoitussuhde
ρ_c	betonin tiheys
$\sigma_{cd,max,eq}$	vaurion suhteen ekvivalentin jännitysvaihtelun ylärajajännitys
$\sigma_{cd,min,eq}$	vaurion suhteen ekvivalentin jännitysvaihtelun alarajajännitys
$\sigma_{c,max}$	suurin puristusjännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä
$\sigma_{c,max,71}$	suurin puristusjännitys kuormien ominaisyhdistelmästä
$\sigma_{c,min}$	pienin puristusjännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä
$\sigma_{c,min,71}$	pienin puristusjännitys kuormien ominaisyhdistelmästä
$\sigma_{c,perm}$	betonin puristusjännitys pysyvistä kuormista
σ_{cp}	normaalivoiman aiheuttama jännitys betonipoikkileikkauksessa
σ_{max}	betonin maksimijännitys
σ_{min}	betonin minimijännitys
ϕ'	dynaamisen suurennuskertoimen määrittämisessä tarvittava kerroin, joka ottaa huomioon kalustonopeuden
ϕ''	dynaamisen suurennuskertoimen määrittämisessä tarvittava kerroin, joka ottaa huomioon radan epätasaisuudet
ψ_1	muuttuvan kuorman tavallisen arvon yhdistelykerroin

Kreikkalaiset isot kirjaimet

ΔK	jännitysintensiiteettikerroin
$\Delta \sigma$	jännitysvaihteluväli
$\Delta \sigma_{s,71}$	kuormakaavio 71 aiheuttama teräksen jännitysvaihteluväli
$\Delta \sigma_{ekv}$	ekvivalentti jännitysvaihteluväli RSO:n mukaan
$\Delta \sigma_{s,eq}$	teräksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli eurokoodissa
$\Delta \sigma_{Rsk}$	eurokoodin mukainen väsymiskestävyys tietyllä kuormanvaihtoluvulla N^*

Φ	dynaaminen suurennuskerroin yleisesti
Φ_2	dynaaminen suurennuskerroin huolellisesti kunnossapidetylle radalle, standardin SFS-EN 1991-2 kohdasta 6.4.5

Pienet kirjaimet

a	särön pituus
b	poikkileikkauksen leveys
b_w	puristuspaarteen pienin leveys
c	suojabetonipaksuus tai alaindeksinä viittaus betoniin (concrete)
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
d_i	vaurio yhdellä jännitysvaihteluvälillä i
f_B	siltaan kohdistuva voimavektori, joka sisältää staattiset ja dynaamiset kuormat
f_{V_k}	vaunuun k kohdistuva voimavektori, joka sisältää staattiset ja dynaamiset kuormat
f_{cd}	betonin puristuslujuuden laskenta-arvo
$f_{cd,fat}$	betonin väsymislujuuden mitoitusarvo puristuksessa
f_{ck}	betonin ominaislujuus (lieriölujuus)
$f_{ck,cube}$	betonin ominaislujuus (kuutiolujuus)
f_{cnd}	betonin väsymislujuuden laskenta-arvo puristuksessa B4:n mukaan
f_{ctd}	betonin vetolujuuden laskenta-arvo
f_{ctnd}	betonin väsymislujuuden laskenta-arvo vedossa B4:n mukaan
f_{snd}	betoniteräksen väsymislujuuden laskenta-arvo
f_{yd}	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{ywd}	leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
k_1	S-N-käyrän jännityseksponentti ennen taitepistettä tai kerroin yleisesti
k_2	S-N-käyrän jännityseksponentti taitepisteen jälkeen tai kerroin yleisesti

k_i	vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroin
k_x	poikkileikkauksen puristuspinnan suhteellinen korkeus
l	materiaalin ominaispituus
n	murtumismekaniikkaan liittyvä materiaalivakio
n_{fat}	vertailusuhde, yksinkertaisissa tarkastuksissa, jonka tulee olla yli 1,0
n_i	kuormanvaihtoluku tietyllä jännitysvaihteluvälillä i
m	S–N-käyrän jännitysekspONENTTI yleensä
\mathbf{u}_B	sillan siirtymävektori
$\dot{\mathbf{u}}_B$	sillan nopeusvektori
$\ddot{\mathbf{u}}_B$	sillan kiihtyvyysvektori
\mathbf{u}_{V_k}	vaunun k siirtymävektori
$\dot{\mathbf{u}}_{V_k}$	vaunun k nopeusvektori
$\ddot{\mathbf{u}}_{V_k}$	vaunun k kiihtyvyysvektori
v	kalustonopeus [m/s]
v_{min}	betonin ”leikkauslujuuden” vähimmäisarvo
z	poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
Isot kirjaimet	
A_c	betonin poikkileikkausala
A_{sw}	leikkausraudoituksen poikkileikkausala
C	S–N-käyriin liittyvä kokeellinen vakio tai murtumismekaniikan kaavoihin liittyvä materiaalivakio
\mathbf{C}_B	Sillan vaimennusmatriisi
\mathbf{C}_{V_k}	Vaunun k vaimennusmatriisi
$C_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman rakenteen kestävyys laskennassa tarvittava kerroin
D	vauriokertymä, vauriosumma, rakenteen kokoa kuvaava mitta
E_c	betonin kimmokerroin B4:n mukaan
$E_{cd,max,eqv}$	ekvivalentin puristusjännitysvaihtelun maksimiarvo

$E_{cd,min, equ}$	ekvivalentin puristusjännitysvaihtelun minimiarvo
E_{cm}	betonin keskimääräinen kimmokerroin standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan
$F_{fat,max}$	väsytyskuorman suurin vaikutus (esimerkiksi taivutusmomentti)
F_{ult}	murtorajatilan kestävyys (esimerkiksi taivutusmomentti), joka lasketaan epälineaarisella analyysillä ja materiaaliominaisuuksien nimellisarvoilla
K	dynaamisen suurennuskertoimen laskennassa käytetty apusuure tai betonin nimellislujuus (kuutiolujuus)
K_B	Sillan jäykkyysmatriisi
K_{V_k}	Vaunun k jäykkyysmatriisi
L	jänneväli, määrävä pituus, kriittinen pituus
L_Φ	dynaamisen suurennuskertoimen määrittämisessä käytettävä määrävä pituus
M_B	Sillan massamatriisi
M_{V_k}	Vaunun k massamatriisi
N	murtumiseen johtava kuormituskertojen lukumäärä
N_{Ed}	poikkileikkauksessa vaikuttava normaalivoima
N_r	sillan käyttöiän suunniteltu arvo RSO:n mukaan
N_{Years}	sillan käyttöiän suunniteltu arvo standardin SFS-EN 1992-2 mukaan
N^*	tietty kuormanvaihtoluvun arvo, jolla määritellään materiaalin väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$
Q_i	sillan aikakautena i ylittänyt liikenne [t/v]
Q_r	sillan vuosittain ylittävä liikennemäärä [t/v] RSO:n mukaan
Q_N	vuosien N aikana sillan ylittänyt liikenne [t/v]
R	minimijännityksen ja maksimijännityksen suhde
R_{equ}	ekvivalentin puristusjännitysvaihtelun maksimi- ja minimiarvon suhde
$S_{c,max}$	maksimijännityksen suhde puristuslujuuteen
$S_{c,min}$	minimijännityksen suhde puristuslujuuteen

V_a	halkeaman vaarnavaikutuksen leikkauskapasiteetti leikkausraudoittamattomassa rakenteessa
V_c	betonin leikkauskapasiteetti haljenneen ja leikkausraudoittamattoman poikkileikkauksen puristetulla osalla
$V_{Ed,max}$	tavallisen kuormitusyhdistelmän vallitessa vaikuttavan suurimman leikkausvoiman mitoitusarvo
$V_{Ed,min}$	tavallisen kuormitusyhdistelmän vallitessa vaikuttavan pienimmän leikkausvoiman mitoitusarvo
Vol	sillan vuosittain ylittävä liikennemäärä [t/v] standardin SFS-EN 1992-2 mukaan
$V_{Rd,c}$	betonin leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd,max}$	leikkausraudoitetun rakenteen betonisten puristuskaistojen kestävyys
$V_{Rd,s}$	leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskapasiteetti
$V_{s,d}$	pääterästen vaarnavaikutuksen leikkauskapasiteetti leikkausraudoittamattomassa rakenteessa

1 Johdanto

1.1 Työn lähtökohdat

Uusien rakenteiden suunnittelussa on tarkoitus siirtyä käyttämään yksinomaan eurokoodeja eli yhteiseurooppalaisia suunnitteluohjeita. Eurokoodien käyttöönotto liikenneviraston infrakohteiden osalta tapahtui 1.6.2010. Muissa kohteissa eurokoodiin siirtymisen on tarkoitus tapahtua vuoden 2011 aikana. Koska uusien rakenteiden suunnittelussa siirrytään käyttämään eurokoodeja, myös olemassa olevien rakenteiden kantavuuden tarkastelussa on syytä siirtyä käyttämään eurokoodeja. Näin uusien rakenteiden suunnittelussa ja olemassa olevien rakenteiden kantavuustarkasteluissa käytettävä termistö, kuormat ja mitoitusmenetelmät pysyvät yhtenäisenä.

Olemassa olevien rakenteiden ei voida olettaa täyttävän kaikkia uusille rakenteille asetettuja vaatimuksia. Eurokoodeissa rakenteiden varmuus todetaan osavarmuuslukumennettelyllä, joka perustuu osavarmuuslukujen taustalla oleviin tilastollisiin todennäköisyys- ja luotettavuuslaskelmiin. Näiden laskelmien oletuksena on muun muassa se, että rakenteella on haluttu luotettavuustaso sen käyttöiän aikana. Suunniteltu käyttöikä on usein rakennuksilla 50 vuotta ja silloilla 100 vuotta. Olemassa olevan sillan jäljellä oleva käyttöikä on todennäköisesti lyhyempi kuin uuden rakenteen suunniteltu käyttöikä.

Olemassa olevan rakenteen kantavuutta tarkasteltaessa monen tekijän epävarmuus on erilainen kuin uutta rakennetta suunniteltaessa. Esimerkiksi rakenteiden omat painot voidaan selvittää mittauksin, jolloin omien painojen osavarmuuslukua voidaan pienentää. Toisaalta taas vaurioituminen on voinut heikentää materiaalien ominaisuuksia, joten mitoituksessa ei voida välttämättä käyttää suunnittelulujuutta. Myös kuormitukset muuttuvat rakenteen eliniän aikana. Uusilla rakenteilla käytetään suunnittelukuormia, joiden oletetaan toteutuvan tietyllä todennäköisyydellä. Toisaalta olemassa olevien siltojen kuormitushistoria voidaan selvittää tietyllä tarkkuudella erilaisten tilastojen avulla. Esimerkiksi liikennemäärät ja tavanomaiset akselipainot voidaan selvittää. Edellä esitettyjen seikkojen takia eurokoodin tai muiden uusille rakenteille tarkoitettujen mitoitusohjeiden tai -normien suora soveltaminen olemassa oleviin rakenteisiin vaatii harkintaa.

Erityisesti rautatiesiltoihin liittyvä ongelma on niiden kestävyys väsymistä aiheuttavalle kuormalle. Tämä johtuu siitä, että rautatiesilloilla väsyttävän kuorman suuruus on suuri verrattuna rakenteen omaan painoon. Myös liikennemäärät ja akselipainot ovat olleet viime vuosikymmeninä jatkuvassa kasvussa, mikä on johtanut väsyttävän kuormituksen kasvamiseen edelleen. Tämän takia väsymiseen liittyvien ongelmien voidaan olettaa lisääntyvän rautatiesilloissa.

Lyhytjänteiset sillat ovat alttiimpia väsymiselle kuin pitkäjänteiset sillat. Junan ylittäessä sillan jännitysvaihtelut toistuvat useammin lyhytjänteisillä silloilla kuin pitkäjänteisillä silloilla, koska jokainen akseli tai teli voi synnyttää lyhytjänteisellä sillalla täysimääräisen jännitysvaihtelun. Lisäksi lyhytjänteisen sillan oma paino on pieni suhteessa siihen kohdistuvaan kuormitukseen.

Väsymiskestävyyden varmistamiseksi eurokoodi tarjoaa uusille silloille tarkoitettua yksinkertaistettua menetelmän, jolla voidaan todeta betoniterästen ja betonin riittävä

kestävyys. Yksinkertaistettu menetelmä perustuu ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmään, jolla voidaan todeta rakenteen väsymiskestävyys sen käyttöiän aikana. Tarkempi väsymisiän laskenta voidaan suorittaa myös käyttämällä liikennetietoja, Palmgren–Minerian mallia ja materiaalien S–N-käyriä.

Myös nykyisen rautatiesiltojen kantavuuslaskentaohjeen jäljellä olevan käyttöiän laskentamenetelmä perustuu ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmään. Menetelmää on kuitenkin tarkennettu siten, että siinä voidaan ottaa huomioon liikennemäärän ja ominaisjunatyypin vaikutus väsyttävään kuormitukseen. Ominaisjunatyyppien vaikutus ja liikennemäärät on esitetty 25 vuoden jaksoissa. Näin voidaan ottaa huomioon akselipainojen ja liikennemäärien kasvu sekä junatyyppien muutokset. Nykyinen menetelmä ei kuitenkaan huomio pysyvien kuormien aiheuttamien jännitysten vaikutusta, millä on merkitystä erityisesti betonin väsymiskestävyyden tarkastelussa.

1.2 Työn rajausta ja tavoite

Eurokoodeissa uusien rakenteiden suorituskykyä tarkastellaan erilaisten rajatilojen perusteella, rajatiloja ovat murto-, käyttö-, väsymisraja-tilat. Samaa rajatilaperiaatetta noudatetaan yleisesti myös olemassa olevien rakenteiden analysoinnissa. Tässä työssä keskitytään olemassa olevien teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymisraja-tilaan, tutkimatta on jätetty murtorajatila ja käyttöraja-tila. Vertailulaskelmien kohteiksi on valittu kaksi tyypillistä, lyhytjänteistä teräsbetonista laattasiltaa, koska ne ovat yleisimpiä rautatiesiltoja Suomessa ja väsymykselle alttiita.

Työn tavoitteena on tarkastella eurokoodissa esitetyn menetelmän soveltuvuutta teräsbetonisten rautatiesiltojen kantavuustarkastelun väsymismitoitukseen ja jäljellä olevan käyttöiän laskentaan. Eurokoodissa esitettyä menetelmää on pyritty muokkaamaan siten, että siltakohtaiset liikennemäärät ja ominaisjunat voidaan ottaa huomioon, esimerkiksi 25 vuoden ajanjaksoissa. Muokkauksen tarkoitus on ollut tarkentaa jäljellä olevan käyttöiän laskentaa eurokoodissa esitettyyn ja nykyiseen menetelmään verrattuna, koska liiallinen varmuus olemassa olevien rakenteiden tarkastelussa voi johtaa tarpeettomiin ja usein kalliisiin korjauksiin tai laskennallisen käyttöiän loppumisesta johtuvaan rakenteen purkamiseen.

Luvussa 2 tutkitaan kirjallisuudessa esitettyjä teorioita väsymisilmiöstä yleisesti ja erityisesti betonin ja betoniterästen käyttäytymistä väsymisessä. Luvussa tarkastellaan myös teräsbetonirakenteiden väsymistä ja väsymismurtomekanismeja. Luvussa 3 on esitetty väsymismitoituksen ja jäljellä olevan käyttöiän laskennan perusteet sekä tarkasteltu nykyisiä ja eurokoodeissa esitettyjä ohjeita teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymistarkasteluun ja jäljellä olevan käyttöiän laskentaan. Luvussa 4 käydään läpi vertailulaskelmat ja esitetään niiden tulokset. Vertailulaskelmien kohteiksi on valittu kaksi lyhyttä teräsbetonista laattasiltaa. Luvussa 5 esitetään johtopäätökset liittyen vertailulaskelmien tuloksiin. Työn liitteinä on ehdotus eurokoodin soveltamisesta olemassa olevien teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymiskestävyyden tarkasteluihin.

2 Teräsbetonirakenteiden väsyminen

2.1 Väsymisilmiö

2.1.1 Väsymisen määrittely

Väsymistä aiheuttaa kuormitus, jonka suuruus on vaihteleva ja pienempi kuin materiaalin staattinen kestävyys. Tällaisen kuormituksen aiheuttamaa murtoa kutsutaan väsymismurroksi ja ilmiötä väsymiseksi. Väsymisen sanallinen määrittely vaihtelee kirjallisuudessa, esimerkiksi eurokoodien taustatyöhön liittyneen Leonardo da Vinci pilot project:in mukaan väsyminen määritellään seuraavasti:

”Fatigue is progressive, localized and permanent structural change occurring in a material subjected to condition that produce fluctuating stresses and strains at some point or points and that may culminate in cracks or complete fracture after a sufficient number of fluctuations.” [1, s. 41.]

Väsyminen aiheuttaa jatkuvaa muutosta materiaalissa, joka on vaihtuvan kuormituksen alaisena. Väsymisen aiheuttamia muutoksia materiaalissa kutsutaan väsymisvaurioiksi. Teräksen väsymisvaurioilla tarkoitetaan säröilyä, joka aiheutuu toistuvasta kuormituksesta [2, s. 454]. Betonilla väsymisvauriot ilmenevät mikrohalkeamina kiviainesrakeiden ja sementtimatriisin välillä [3]. Väsymisvauriot kertyvät vähitellen, kunnes vaurioitumattoman osan kapasiteetti on pienempi kuin kuormitus ja rakenne menettää kantokykynsä.

Väsyminen jaetaan useimmiten kahteen osa-alueeseen riippuen rakenteen jännitystilasta. Mikäli rakenteessa tapahtuu voimakasta plastisoitumista, käytetään termiä pienten kuormanvaihtomäärien väsyminen (engl. low-cycle fatigue, LCF). Kuormituskertojen lukumäärä ennen murtoa on pieni, koska kuormat ovat suuria. Kuormituskertojen määrän ylärajana pidetään noin 10 000 kuormituskertaa. Koska rakenne plastisoituu, analysoinnissa käytetään venymäpohjaisia menetelmiä rakenteen väsymiskestävyyden arvioinnissa. Pienten kuormanvaihtomäärien väsyminen esiintyy rakennustekniikassa esimerkiksi maanjäristysten ja betonista tehtyjen kiitoratojen yhteydessä [4]. [5, s. 20.]

Pienemmillä kuormilla kuormituskertojen määrä kasvaa yli 10 000 ennen väsymismurtoa, tällöin käytetään termiä suurten kuormanvaihtomäärien väsyminen (high-cycle fatigue, HCF). Eri väsymistyyppien rajat eivät ole tarkat väsymisilmiön luonteen vuoksi. Suurten kuormanvaihtomäärien väsymisen ollessa kyseessä jännitykset pysyvät makrotasolla kimmoisella alueella, joten väsymiskestävyyden analysoinnissa käytetään jännityspohjaisia menetelmiä. Tämä on tavanomainen väsymismuoto esimerkiksi silloissa. Eri väsymismuodot eroavat toisistaan niin paljon, että niitä joudutaan tarkastelemaan erikseen. Tässä työssä väsymisellä tarkoitetaan nimenomaan suurten kuormanvaihtomäärien väsymistä. [5, s. 20.]

Väsymiselle ominainen piirre on sen tilastollinen luonne eli väsymistapahtumaan liittyy merkittävää hajontaa. Tärkein syy tilastollisuuteen on materiaalien ominaisuuksien satunnainen vaihtelu, joka aiheuttaa hajontaa myös laboratorio-olosuhteissa tehtyjen kokeiden tuloksiin [6, s. 2–5]. Tämä täytyy ottaa huomioon materiaalien väsymiskestävyyttä kuvaavissa S–N-käyrissä. Standardeissa, normeissa ja ohjeissa esitetyissä S–N-käyrissä on koetuloksille oletettu jokin jakauma ja sen perusteella laskettu

koetuloksista hajonta. Esitetty S–N-käyrä on jokin fraktiili jollakin luottamusvälillä, esimerkiksi CEB–FIB Model Code 1990 mukaiset betonille esitetyt S–N-käyrät ovat 5 prosentin fraktiileja lognormaalilla jakaumalla [7, s. 60].

Mitoitustilanteissa on pelkän materiaalin epävarmuuden lisäksi huomioitava kuormien, olosuhteiden ja mallinnuksen epävarmuus. Tässä yhteydessä ei puututa niihin sen tarkemmin, vaan oletetaan, että epävarmuudet on huomioitu osavarmuuslukuissa ja esitetyissä S–N-käyrissä ja niiden avulla saavutetaan vaadittu luotettavuustaso. Tarkemmissa analyyseissa näiden tekijöiden tilastollisuus on kuitenkin huomioitava.

2.1.2 Väsyttävistä kuormista

Väsymistä aiheuttavalta kuormalta vaaditaan toistuvuutta ja riittävää suuruutta. Rautatiesiltojen liikennekuormat täyttävät nämä vaatimukset, joten rautatiesillat ovat väsymiskuormitettuja rakenteita. Väsyttävä kuormitus aiheuttaa rakenteeseen toistuvan jännitysvaihtelun. Siltarakenteissa liikennekuormien aiheuttamat jännitysvaihtelut toistuvat miljoonia kertoja [8].

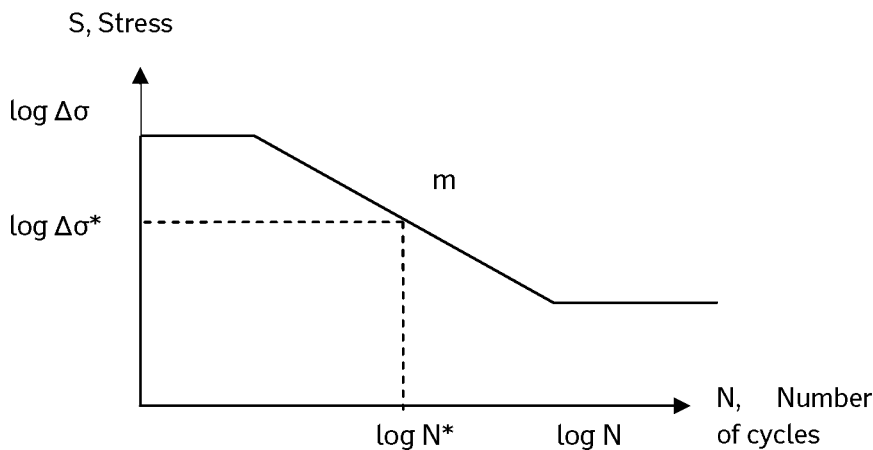
Väsyttävä kuormitus voi synnyttää joko vakioamplitudisen tai muuttuva-amplitudisen jännityshistorian. Jos jännitysvaihtelut ovat vakioamplitudisia, väsymisen määrittelyyn riittää tieto jännitysvaihtelun suuruudesta ja tasosta sekä kuormanvaihtokertojen lukumäärästä. Vakioamplitudista jännitysvaihtelua esiintyy lähinnä konetekniikassa. Rakennustekniikassa väsyttetyt rakenteet ovat useimmiten muuttuva-amplitudisen jännitysvaihtelun kohteena. Tavanomaisilla menetelmillä muuttuva-amplitudisten jännitysvaihteluiden käsittely vaatii mitoituskertymän kokoamista tai jännitysvaihtelun muuttamista sitä vastaavaksi vakioamplitudiseksi jännitysvaihteluksi. [9, s. 253–260.]

Väsymiseen vaikuttavia tekijöitä ovat kuormituksen suuruuden ja sen vaihtelun suuruuden lisäksi esimerkiksi kuormituksen taajuus ja yksittäisten kuormitustapahtumien järjestys. Kuormituksen taajuus vaikuttaa väsymiseen, jos materiaalilla on aika-riippuvia ominaisuuksia. Tällöin materiaalin jännitystila muuttuu kuormitusten välillä, esimerkiksi betonin viruma pienentää betonin jännityksiä. Kuormitustapahtumien järjestyksellä on väliä, jos kuormitus on muuttuva-amplitudinen. Yleensä suurempien kuormien ilmeneminen ennen pienempiä kuormia johtaa lyhyempään väsymisikään. Näiden tekijöiden vaikutus on usein materiaalikohtaista ja niiden vaikutusta käsitellään tarkemmin betonin ja teräksen osalta kappaleissa 2.2 ja 2.3. [9, s. 253–254.]

2.1.3 S–N-käyrä

Yleisin tapa kuvata materiaalien ja kappaleiden väsymisikää ovat S–N-käyrät, jotka perustuvat koetuloksiin. Koekappaleita kuormitetaan useilla eri vakioamplitudisilla jännitysvaihteluilla, kunnes tapahtuu murto tai koe lopetetaan. Näiden koetulosten perusteella muodostetaan S–N-käyrä kyseiselle materiaalille ja kappaleelle. [2, s. 446–449.]

Vaaka-akselilla on kuormituskertojen (N) logaritmi ja pystyakselilla joko jännitysvaihteluväli (S) tai sen logaritmi. Kaksoislogaritmiselle asteikolle piirrettynä useimpien materiaalien S–N-käyrät voidaan esittää joko yhtenä tai useampana suorana. Kuvassa 1 on esitetty periaatteellinen kuva kolmiosisesta S–N-käyrästä kaksoislogaritmisella asteikolla. Kun tunnetaan jännitysvaihtelun suuruus, S–N-käyrältä voidaan lukea murtoon johtavien kuormituskertojen lukumäärä. [2, s. 446–449.]



Kuva 1. Periaatteellinen piirros S–N-käyrästä kaksoislogaritmisella asteikolla.

Yksinkertaisin mahdollinen S–N-käyrän yhtälö on

$$N = C\Delta\sigma^{-m}, \quad (1)$$

missä N on kuormituskertojen lukumäärä, C on vakio, $\Delta\sigma$ on väsymiskestävyys kuormanvaihtoluvulla N ja m on jännityseksponentti [9, s. 259]. Yhtälö on kokonaan määrätty, kun tunnetaan tiettyä kuormituskertojen määrää vastaava väsymiskestävyys ja jännityseksponentti. Mitoitusta varten nämä tiedot on esitetty suunnitteluohjeissa. Esimerkiksi standardin SFS-EN 1992-1 [10, s. 113] mukaan suorien betoniterästankojen väsymiskestävyys on 162,5 N/mm², kun kuormituskertojen lukumäärä on 10⁶. Väsymiskestävyyttä suuremmilla jännitysvaihteluilla jännityseksponentti on viisi ja pienemmillä jännitysvaihteluilla jännityseksponentti on yhdeksän.

Yksinkertaisin malli S–N-käyrälle, joka on esitetty kaavassa (1), soveltuu suoraan harvoille materiaaleille. Esimerkiksi betonilla on havaittu, että maksimijännityksen ja minimijännityksen suhteella ja jännitystasoilla on merkittävä vaikutus väsymiskestävyyteen. Materiaalikohtaisia S–N-käyriä käsitellään myöhemmissä kappaleissa 2.2.4 ja 2.3.4. [5, s. 22.]

Joillakin materiaaleilla, esimerkiksi useilla teräksillä, on selkeästi havaittava väsymisraja. Väsymisrajalla tarkoitetaan jännitysvaihteluväliä, jota pienemmät jännitysvaihtelut eivät aiheuta väsymismurtoa millään toistomäärillä. Toisin sanoen S–N-käyrä on tietystä kuormituskertojen lukumäärästä eteenpäin vaakasuora eli sen kulmakerroin on nolla, kuten kuvan 1 S–N-käyrässä. Jos väsymisrajaa ei voida havaita, käytetään usein suurempaa S–N-käyrän kulmakerrointa tietyn kuormituskertojen lukumäärän jälkeen. Tämän mallin esitti vuonna 1970 Haibach [9, s. 259]. Mallin yhtälö on

$$N = C\Delta\sigma^{-(2m-1)}. \quad (2)$$

Verrattuna kaavaan (1) jännityseksponentti on suurempi, joten S–N-käyrä on loivempi. Kaavaa (2) käytetään, kun on ylitetty tietty kuormituskertojen lukumäärä, esimerkiksi suorille betoniteräksille eurokoodin mukaan 10⁶. Mallin on todettu vastaavan todellisuutta parhaiten, kun kuormitushistoriassa on paljon pieniä jännitysvaihteluita. Tästä voidaan päätellä, että pienetkin jännitysvaihtelut aiheuttavat väsymistä, jos

kuormitushistoriassa on mukana myös suuria jännitysvaihteluita. Tämä johtuu siitä, että usein vaurio tarvitsee alkaakseen isomman jännitysvaihtelun, mutta se pystyy etenemään pienemmilläkin jännitysvaihteluilla. [9, s. 263–265.]

S–N-käyrien ominaisuuksiin kuuluu se, että niiden avulla voidaan selvittää materiaalin väsymiskestävyys vain, jos jännitysvaihtelu on vakioamplitudinen. Kun jännitysvaihteluiden amplitudit ovat muuttuvia, tarvitaan S–N-käyrien lisäksi menetelmiä, joilla voidaan arvioida vaurion kertymistä tai muuttaa jännitysvaihtelut kokonaisvaikutukseltaan vastaavaksi vakioamplitudiseksi jännitysvaihteluksi. [9, s. 257.]. Toinen S–N-käyrien ominaisuus on se, että niillä ei saada mitään tietoa väsymisvaurion kehittymisestä materiaalissa. Väsymisvaurion kertymisen arviointiin käytetään esimerkiksi Palmgren–Minerin mallia tai murtumismekaniikkaa. [2, s. 454–455, 473.]

2.1.4 Väsymisvaurion kertyminen

Väsymisvaurion kertymisen arviointiin on olemassa useita malleja. Yleisin kertymismalleista on lineaarinen, kumulatiiviseen vaurioon perustuvan Palmgren–Minerin malli, jonka perusyhtälö on

$$\sum_{i=1}^I \frac{n_i}{N_i} = D. \quad (3)$$

Yhtälössä n_i on kuormanvaihtokertojen lukumäärä tietyllä jännitysvaihteluvälillä i , N_i on murtumiseen vaadittava kuormanvaihtokertojen lukumäärä jännitysvaihteluvälillä i ja D on vauriokertymä. Palmgren–Minerin malli on lineaarinen eli se ei ota huomioon kuormitusjärjestyksen vaikutusta. Palmgren–Minerin mallin suurin etu on sen helppokäyttöisyys. Vauriokertymä on helppo selvittää, kun tunnetaan rakenteen mitoituskertymä. Väsymismurron oletetaan yleensä tapahtuvan, kun vauriokertymä saa arvon yksi.

Palmgren–Minerin mallin vauriokertymä ei aina vastaa todellista vaurion kertymistä. Lähteen [11] mukaan syitä siihen ovat:

1. Malli ei ota huomioon kuormitusjärjestystä.
2. Muuttuva-amplitudisen kuormituksen alaisena materiaalin jäännösjännitykset voivat pienentyä eri tavalla kuin vakioamplitudisen kuormituksen alaisena. Tämä voi johtua esimerkiksi relaksaatiosta tai virumasta.
3. Väsymisrajan läheisyydessä tapahtuvat ilmiöt ovat erilaisia kuin vakioamplitudisissa kokeissa, jos suuria ja pieniä jännitysvaihteluita ilmenee sekaisin.

Edellä mainittujen syiden vuoksi vauriokertymä ei välttämättä saa väsymismurron tapahtuessa arvoa yksi. Yksinkertainen esimerkki Palmgren–Minerin mallin käytöstä on esitetty kappaleessa 3.3.1.

Monimutkaisemmissa malleissa pyritään ottamaan huomioon seikkoja, joita Palmgren–Minerin malli ei ota huomioon. Esimerkiksi betonille on kehitetty vaurionkertymismalleja, jotka ottavat huomioon kuormitusjärjestyksen. Monimutkaisemmat mallit ovat usein materiaalikohtaisia, joten niitä esitellään materiaalikohtaisissa kappaleissa 2.2.5 ja 2.3.5.

2.1.5 Murtumismekaniikka

Murtumismekaniikkaan perustuvissa malleissa keskeistä on särön ydintyminen ja sen kasvu. Säröllä tarkoitetaan kahta toisiaan koskettavaa säröpintaa, joiden välillä ei ole vuorovaikutusta. Särön ydintyminen tarkoittaa vaihetta, jolloin särö syntyy. Särön kasvu tarkoittaa ydintymisen jälkeistä vaihetta, jolloin särö kasvaa.

Murtumismekaniikkaan perustuvia malleja on monia. Ne jaotellaan särön kärjen jännitysasteen mukaan, esimerkiksi lineaaris-elastinen, elastis-plastinen ja plastinen murtumismekaniikka. Erona näille on oletettu plastisoitumisen aste särörintaman edessä. Malli valitaan materiaalin, kappaleen muodon ja koon, sekä kuormitustason mukaan. [12, s. 54.]

Kappaleen koolla ja materiaalin ominaispituudella sekä niiden suhteella on merkittävä vaikutus murtumismekaniikan mallin valintaan. Lähteessä [13] on annettu materiaalin ominaispituuden (l) ja rakenteen koon (D) suhteeseen perustuva valintataulukko murtumismekaniikan mallille. Suhteen ohjeelliset raja-arvot on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. Soveltuvan murtumismekaniikan mallin valinta materiaalin ominaispituuden ja rakenteen koon suhteen avulla. [13.]

$\frac{D}{l} \geq 100$	Lineaaris-elastinen murtumismekaniikka (LEFM)
$5 \leq \frac{D}{l} < 100$	Epälineaarinen murtumismekaniikka (nonlinear quasibrittle fracture mechanics)

Rakenteen kokoa kuvaavan mitan voidaan ajatella olevan poikkileikkausta kuvaava mitta. Oletetaan esimerkiksi sillan kansilaatan poikkileikkaus, jonka leveys on 4,5 metriä ja paksuus 0,5 metriä. Tällöin rakenteen kokoa kuvaava mitta on edellisten keskiarvo eli likimain 2,5 metriä. Materiaalin ominaispituudella tarkoitetaan särön edessä sijaitsevan repeytymäalueen (FPZ, Fracture Process Zone) pituutta. Betonirakenteilla materiaalin ominaispituus on noin kolme kertaa suurimman runkoaineen raekoko, joten sillan kansilaatassa ominaispituus on likimain 100 millimetriä. Rakenteen kokoa kuvaavan mitan ja materiaalin ominaispituuden suhteeksi saadaan siis kyseisessä kansilaatassa noin 25, joten joudutaan käyttämään epälineaarista murtumismekaniikkaa.

Teräsrakenteilla repeytymäalueen koko on huomattavan pieni, joten materiaalin ominaispituus on pieni. Poikkileikkausten dimensiot ovat kuitenkin suuria, joten rakenteen kokoa kuvaavan mitan ja materiaalin ominaispituuden suhde on suuri. Tällöin voidaan käyttää lineaaris-elastista murtumismekaniikkaa.

Yksinkertaisin murtumismekaniikan malleista on lineaaris-elastinen murtumismekaniikka, joka soveltuu esimerkiksi tavanomaisille teräsrakenteille. Lineaaris-elastisen murtumismekaniikan mukaan särön kasvunopeutta voidaan ennustaa ns. Parisin kaavalla

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^n, \quad (4)$$

missä a on särön pituus, N on jännitysjaksojen lukumäärä, ΔK on jännitysintensiteettikerroin ja C sekä n ovat materiaalivakioita [2, s. 488]. Kaavasta (4) integroimalla kahden halkeaman pituuden välillä saadaan

$$N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} dN = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{C(\Delta K)^n} da, \quad a_j > a_i, \quad (5)$$

missä N_{ij} on kuormituskertojen lukumäärä välillä halkeaman pituuden kasvaessa a_i :stä a_j :hin. Integroitaessa on huomioitava, että jännitysintensiteettikerroin on jännitysvaihtelun, särön pituuden ja särön geometrian funktio [14, s. 71–72]. Kun materiaalin, kappaleen ja särön ominaisuuksista on tarpeeksi tietoa, voidaan särön kasvunopeus selvittää jännitysvaihtelu kerrallaan.

Särön kasvu johtaa lopulta rakenteen murtumiseen, koska poikkileikkauksen ehjä osa ei kestä siihen kohdistuvaa kuormitusta. Murtumismekaniikkaan perustuvissa malleissa hyvänä puolena on se, että ne antavat kuvan vaurion etenemisestä rakenteessa. Ongelmana murtumismekaniikan menetelmissä on se, että niiden käyttämiseen tarvitaan paljon parametreja. Niitä selvitetessä joudutaan tutkimaan yksityiskohtaisesti kuormitushistoriaa, säröilyn geometriaa, särön kasvua jne. Olemassa olevaa rakennetta tutkittaessa voi oikean tiedon hankkiminen parametrien määrittästä varten olla vaikeaa. [11.]

Tämän takia S–N-käyrät yhdistettynä Palmgren–Minerin malliin on yleisin mitoitusmenetelmä väsymisen arviointiin. Materiaalikohtaisissa kappaleissa käydään tarkemmin läpi kirjallisuudessa esitettyjä tutkimustuloksia murtumismekaniikan materiaali-kohtaisesta soveltamisesta.

2.2 Betoniterästen väsyminen

2.2.1 Yleistä betoniteräksistä

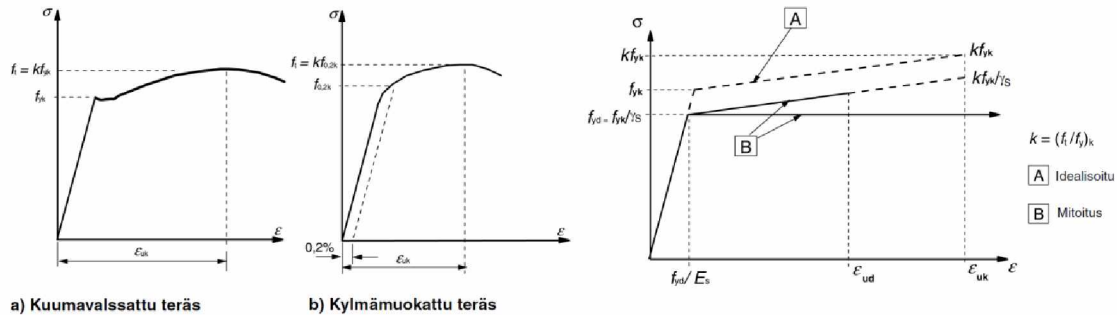
Rakenteissa on käytetty erityyppisiä betoniteräksiä eri aikoina. Lujuus, sitkeys, hitsattavuus ja tartunta ovat olleet eri teräksillä erilaisia. Nykyisin yleisin betoniterästyyppi on standardin SFS 1215 [15] mukainen hitsattava kuumavalssattu harjatanko A500HW, joka on tullut käyttöön 80-luvulla ja ollut sillanrakennuksessa yleisin tyyppi 90-luvun alkupuolelta lähtien. Tätä ennen, ainakin vuodesta 1965 asti, on pääasiassa käytetty teräksiä A 40H ja A 400H, jotka ovat lujuusominaisuuksiltaan samanlaisia, mutta eri normien mukaisia. Aikaisemmin silloissa on käytetty myös pyörötankoja harjatankojen sijaan, millä on merkittävä vaikutus tangon tartuntaominaisuuksiin. [16.]

Tulevaisuudessa siirrytään käyttämään eurooppalaisten standardien kanssa yhteensopivia betoniteräksiä, kuten standardin SFS 1268 [17] mukaista hitsattavaa kuumavalssattua harjatankoa B500B. Uusi teräslaatu on ympäristöministeriön asetuksen mukaan vaihtokelpoinen teräksen A500HW kanssa. [18.]

Lujuuden avulla määritellään lähes kaikki muut betoniteräksen ominaisuudet. Teräksen lujuutena laskennassa voidaan käyttää useimmiten sen luokan mukaista lujuutta, koska teräksen materiaaliominaisuuksien vaihtelu on pientä verrattuna esimerkiksi

betoniin. Lujuusominaisuuksien tarkempi selvittäminen on tarpeellista, jos tarkasteltavan kohteen betoniteräksiset ovat kärsineet korroosiosta. Korroosion vaikutusta voidaan arvioida laskennallisesti tai rakenteesta irrotetuille koekappaleille tehtyjen kokeiden perusteella. [19, s. 131–132, 152–160.]

Eurokoodin mukaiset betoniterästen jännitys–muodonmuutoskuvaajat on esitetty kuvassa 2. Kuvasta voidaan havaita, että teräksen käyttäytyminen on kimmoista, jos jännitykset ovat pieniä. Kuumavalssatulla teräksellä (kuvassa vasemmalla) on selkeä myötöraja, mutta kylmämuokatulla teräksellä (kuvassa keskellä) käytetään 0,2-rajaa myötörajan arvona. Mitoituskäyttöön tarjotaan kahta bilineaarista vaihtoehtoa, jotka on esitetty kuvassa 2 oikealla. Väsyttävien kuormien aiheuttamat jännitykset säilyvät yleensä selvästi alle myötörajan, joten betoniterästen oletetaan toimivan kimmoisesti. [10, s. 39–41.]



Kuva 2. Teräksen jännitys–muodonmuutoskuvaajia eurokoodin mukaan. [10, s. 39–41.]

2.2.2 Betoniterästen väsymiseen vaikuttavia tekijöitä

Betoniterästangon väsymiskestävyyteen vaikuttaa moni tekijä esimerkiksi tangon halkaisija, geometria, kuviointi ja käsittely valmistuksen, kuljetuksen sekä asennuksen aikana. Tutkimuksissa on havaittu, että halkaisijaltaan pienten tankojen väsymiskestävyys on parempi kuin vastaavien suuremman halkaisijan omaavien tankojen. Syynä tähän on se, että halkaisijan kasvaessa todennäköisyys pienille virheille kasvaa. Pienetkin virheet tarjoavat lähtökohdan väsymismurtumalle. [8.]

Betoniterästen pintakuviointin merkitystä väsymiskestävyyteen on selvitetty useissa tutkimuksissa, muun muassa lähteen [8] mukaan sileillä tangoilla on havaittu suurempia väsymiskestävyyksiä kuin harjatangoilla. Tämä johtuu siitä, että niissä on vähemmän epäjatkuvuuskohtia, joihin muodostuu jännityskeskittymiä. Jännityskeskittymät toimivat lähtökohtina säröille. Sileiden tankojen tartunta on kuitenkin merkittävästi huonompi kuin harjatankojen. Huono tartunta on syynä siihen, että niitä ei nykyään käytetä siltarakenteissa. Harjatangoilla säröilyn on todettu alkavan harjan juuresta, jonne muodostuu jännityshuippu ja mahdollisesti myös alkusärö [14, s. 69].

Eräs merkittävä tekijä väsymisen kannalta on harjatangon geometria. Taivutetuilla tangoilla on merkittävästi huonompi väsymiskestävyys kuin suorilla tangoilla. Esimerkiksi eurokoodissa suorille tangoille tarkoitettua väsymiskestävyyttä kerrotaan taivutustelan halkaisijan ja tangon halkaisijan suhteesta riippuvalla kertoimella. Myös hitsaus ja jatkoskappaleiden käyttö pienentää väsymiskestävyyttä merkittävästi, kos-

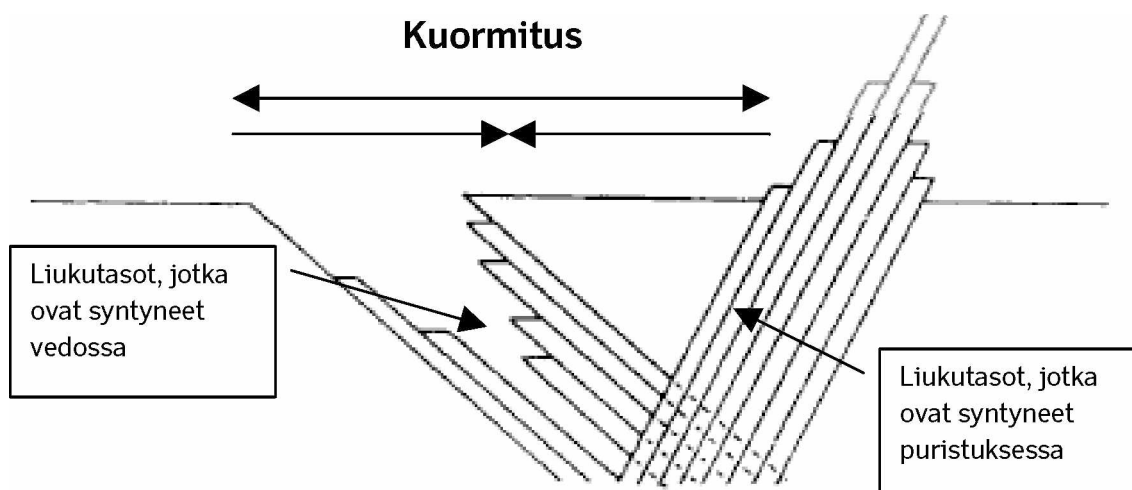
ka ne aiheuttavat jännityksiä ja epäjatkuvuutta teräkseen. Hitsatuille ja jatketuille teräksille on omat S–N-käyrät parametreineen [10, s. 113].

2.2.3 Betoniterästen väsymisprosessi

Teräksellä väsyminen määritellään usein materiaaliin syntyvien säröjen ja niiden kasvun kautta, esimerkiksi standardissa SFS-EN 1993-1-9 teräksen väsyminen määritellään seuraavasti:

”Vaihtuvista jännityksistä aiheutuva rakenneosassa tapahtuva säröjen ydintyminen ja kasvu.” [20, s. 7.]

Määritelmän mukaan teräksen väsyminen jaetaan kahteen vaiheeseen, jotka ovat särön ydintyminen ja kasvu. Säröjen ydintyminen tarkoittaa kiderakenteiden paikallisten häiriöiden kehittymistä säröiksi. Periaatteellinen piirros särön ydintymiskohdasta on esitetty kuvassa 3. Lähteen [2, s. 460–461] mukaan kiderakenteessa esiintyvät häiriöt voidaan havaita elektronimikroskoopilla eräänlaisina liukutasoina. Niiden muodostaman särön ydintymiskohdan syvyys on noin yksi mikrometri. Tämä riittää muodostamaan paikallisen jännityskeskittymän.



Kuva 3. Särön ydintymisvaiheessa muodostuvia liukutasoja. Kuvan tapauksessa kuormitus on ollut vuorotellen vetävää ja puristavaa. [2, s. 461.]

Ydintymisen jälkeen siirrytään särön kasvuvaiheeseen, joka voidaan edelleen jakaa kahteen vaiheeseen. Ensimmäisessä vaiheessa särö kehittyy liukutason suuntaan eli ei välttämättä kohtisuoraan suurinta vetojännitystä vastaan. Alkuvaiheen jälkeen särön kasvusuunta kääntyy kohtisuoraan suurinta vetojännitystä vastaan ja kasvunopeus vakiintuu. Alkuvaiheen kesto on lyhyt, joten siirtyminen tasaiseen kasvuun tapahtuu pian ydintymisen jälkeen. Alkuvaihe on tasaisen kasvun vaiheeseen verrattuna sitä lyhyempi mitä enemmän kuormituskertoja on ennen murtoa. Silloilla kuormituskertoja on miljoonia ennen väsymismurtoa, joten alkuvaiheen merkitys on pieni. [2, s. 460–462.]

Betoniteräksellä vaurio lähtee kehittymään särön ydintymisestä, joka tapahtuu jännityskeskittymän kohdalla, esimerkiksi harjatankojen harjan juuressa. Betoniteräksiin voidaan olettaa valmistuksen, kuljetuksen ja asennuksen aikana syntyneen kohtia,

joissa ydintyminen on jo tapahtunut. Tämän takia murtumismekaniikkaa betoniteräksiin sovellettaessa oletetaan, että ydintymisvaihetta ei tarvitse huomioida, vaan särön tasainen kasvu alkaa ensimmäisestä kuormituksesta. Särön kasvunopeus kasvaa ennen lopullista murtoa voimakkaasti. Samalla yksittäisen tangon venymä kasvaa enemmän kuin kimmoteorian mukaan pitäisi. [14, s. 69–76.]

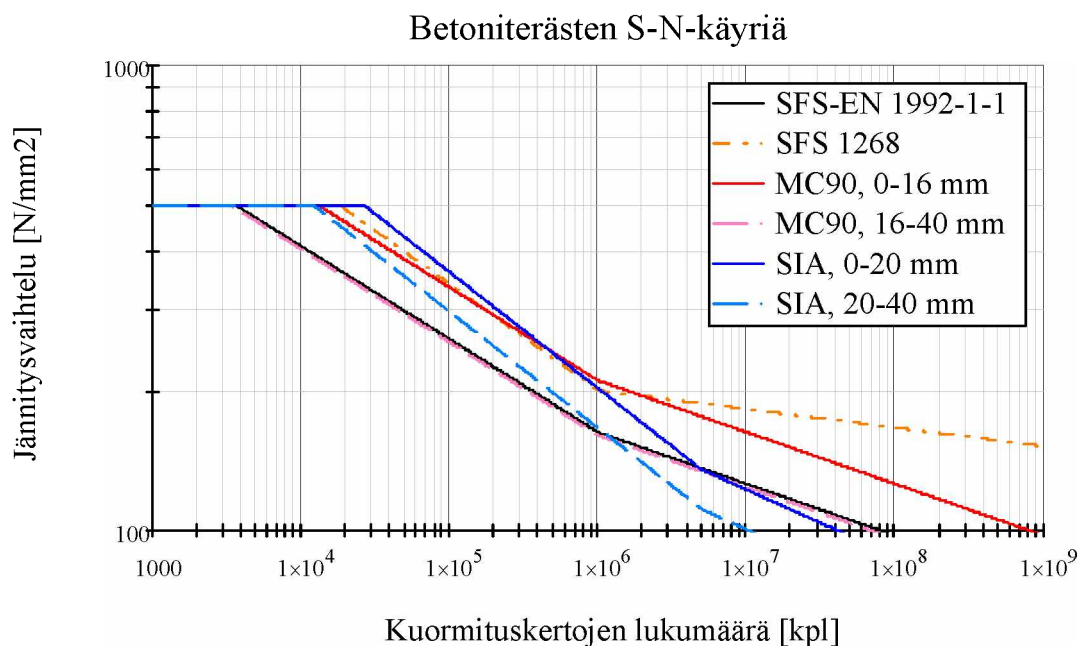
Väsymismurtotapahtuma yksittäisen betoniterästangon tapauksessa voi olla sitkeä tai hauras. Murtotapa riippuu siitä myöteäkö jäljellä oleva ehjä poikkileikkaus vai onko särön kasvussa vapautuva repeytymisenergia niin suuri, että se aiheuttaa murron. Edellinen tapaus on sitkeä ja jälkimmäinen hauras. Lähteen [8] mukaan tavanomainen murtotapa yksittäisellä tangolla on hauras. [14, s. 70–71.]

2.2.4 Betoniterästen S–N-käyrät

Yleisin tapa arvioida betoniterästen väsymisikää on käyttää S–N-käyriä. Nämä käyrät on muodostettu koesarjojen avulla.

Kuvassa 4 on esitetty betoniterästen S–N-käyrät eurokoodin, Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4, CEB–FIB Model Code 1990 ja Sveitsin insinöörien ja arkkitehtien yhdistyksen (SIA) mukaan [7; 10; 21; 22]. Suomen rakentamismääräyskokoelman S–N-käyrä on sama, jota on tarkoitus käyttää Suomessa teräkselle B500B suunniteltaessa eurokoodien mukaan. Käyrän parametrit on ilmoitettu standardissa SFS 1268 [17].

Kuvan 4 S–N-käyrissä havaitaan eroja jännityseksponenttien arvoissa ja taitekohtien sijainnissa. Muiden S–N-käyrien taitekohta sijaitsee miljoonan kuormituskerran kohdalla, mutta SIA:n S–N-käyrien taitekohta sijaitsee kahden miljoonan kuormituskerran kohdalla. CEB–FIB Model Code 1990:n ja SIA:n kaavoissa on huomioitu väsymiskestävyyden riippuvuus betoniteräs tankojen halkaisijasta, mitä ei ole huomioitu eurokoodin ja B4:n kaavoissa. Paksuilla betoniterästangoilla on pienempi väsymiskestävyys kuin ohuilla betoniterästangoilla.



Kuva 4. Betoniterästen S–N-käyriä eri lähteiden mukaan.

Vaikka betoniteräksille pystytään löytämään vakiojännitysvaihtelulla suoritetuissa kokeissa väsymisraja, tilanne on erilainen, kun kyseessä on muuttuva-amplitudinen jännitysvaihtelu. Tutkimuksissa on havaittu, että väsymisrajaa alemmatkin jännitysvaihtelut aiheuttavat väsymisvaurion etenemistä. Tämä on otettu huomioon suunnitteluohjeiden ja -normien S–N-käyrissä. Ne ovat trilineaarisia eli kaikkien käyrien jännitysekspONENTIT kasvavat tiettyä kuormituskertojen lukumäärää vastaavan jännitysvaihtelun jälkeen. Yleensä loivempi loppuosa käyrästä noudattaa kaavassa (2) esitettyä Haibachin mallia. Poikkeuksen Haibachin mallista tekee Suomessa käytettyjen S–N-käyrien loppuosa, joka on huomattavasti loivempi kuin muissa ohjeissa ja normeissa.

Mitoitukseen tarkoitetuista S–N-käyristä huomataan, että eurokoodin suositusarvojen käyrä on yksi varmimmalla puolella olevista. Toisaalta taas Suomessa tullaan käyttämään kaikkein epävarmimmalla puolella olevaa käyrää myös eurokoodilla suunniteltaessa. Ero on silloille tyypillisillä kuormanvaihtokertojen määrillä hyvin merkittävä.

2.2.5 Väsymisvaurion kertyminen betoniteräksissä

Betoniterästen väsymisvaurion kertymistä arvioidaan lähes aina Palmgren–Minerin mallilla, joka on esitetty kappaleessa 2.1.4. Lineaarinen vaurionkertymismalli on todettu riittävän tarkaksi betoniteräksille, koska kuormitusjärjestyksellä ei ole todettu suurta vaikutusta väsymiskestävyyteen. Kuormitusjärjestyksellä on vaikutusta väsymiskestävyyteen vain tilanteissa, joissa jotkin kuormat ovat niin suuria, että materiaalissa tapahtuu plastisoitumista. Myöskään kuormituksen taajuudella ei ole vaikutusta, koska betoniterästen ominaisuuksien aikariippuvuus on pientä.

Tämän takia Palmgren–Minerin malli yhdistettynä trilineaarisiin S–N-käyriin on riittävän tarkka menetelmä mitoituskäyttöön. Tällöin väsymisiän arviointiin riittää se, että tunnetaan mitoituskertymä ja S–N-käyrä. Yksinkertainen esimerkki Palmgren–Minerin mallin soveltamisesta on esitetty kappaleessa 3.3.1.

Mikäli halutaan kuvata vaurion etenemistä esimerkiksi säröjen kasvun avulla, sovelletaan murtumismekaniikkaa.

2.2.6 Murtumismekaniikan soveltaminen betoniterästen väsymiseen

Murtumismekaniikkaa betoniteräksiin sovellettaessa oletetaan, että särön ydintyminen on jo tapahtunut ja säröllä on käynnissä tasaisen kasvun vaihe koko rakenteen käyttöiän ajan. Särön kärjen edessä tapahtuu plastisoitumista, joka on kuitenkin betoniteräksillä niin vähäistä, että se voidaan jättää huomioimatta ja käyttää lineaarista elastista murtumismekaniikkaa. Lineaarisen elastisen murtumismekaniikan peruskaava eli kaavan (4) mukainen Parisin laki kuvaa hyvin betoniterästen särön kasvua. Kuitenkin jopa yksinkertaisen lineaarisen elastisen murtumismekaniikan käyttö vaatii useita oletuksia. Lisäksi apuna käytetään usein betoniterästen S–N-käyriä, jotka perustuvat koetuloksiin. [23.]

Lineaarisen elastisen murtumismekaniikan käyttö etenee pääpiirteissään seuraavasti. Oletetaan betoniteräksen alkusärö, jonka kasvu on tasaista. Toisin sanoen Parisin lain voimassaolo. Sitten lasketaan kriittinen särön syvyys eli se kuinka suureksi särö voi kasvaa ennen kuin betoniteräs murtuu. Tämän jälkeen iterointiprosessin avulla lasketaan alkusärön syvyys. Lopuksi lasketaan särön kasvua jännitysvaihtelu kerrallaan. [14, s. 69–76.]

Betoniterästankojen murtumismekaniikkaan liittyvien parametrien arvoja ei tunneta kovin hyvin, joten Parisin laista on laadittu yksinkertaistettuja versioita. Esimerkiksi lähteen [14, s. 89–91] mukaan Kunz on kehittänyt seuraavan kaavan yksittäisen jännitysvaihtelun aiheuttaman vaurion suuruudelle.

$$d_i = \frac{\Delta\sigma_i^n - \Delta\sigma_D^n(1 - D)^n}{\Delta\sigma_c^n - \Delta\sigma_D^n(1 - D)^n} \frac{1}{2 \times 10^6}, \quad d_i \geq 0, \quad (6)$$

missä d_i on vaurio yhdellä jännitysvaihtelulla, jonka suuruus on $\Delta\sigma_i$. $\Delta\sigma_D$ on nimellinen väsymisraja kuormanvaihtoluvulla 5×10^6 , $\Delta\sigma_c$ on nimellinen väsymiskestävyys kuormanvaihtoluvun arvolla 2×10^6 ja D on ennen jännitysvaihtelua $\Delta\sigma_i$ kertynyt vaurio, jonka tulee olla alle yksi. Menetelmästä on huomattava, että siinä tarvitaan vain parametrejä, jotka löydetään S–N-käyrästä.

Murtumismekaniikkaan perustuvien menetelmien etu on se, että ne vastaavat vaurion kehittymisen suhteen todellisuutta eli teräksen laskennallinen särön kasvu vastaa todellista särön kasvua. Laskennallinen väsymisikä on kuitenkin edellisellä mallilla ja Palmgren–Minerin mallilla lähes sama. Tämä johtuu osittain siitä, että murtumismekaniikasta sovellettuihin kaavoihin käytetään lähtöarvoina S–N-käyrissä esiintyviä parametreja. Murtumismekaniikan malleja käyttämällä laskenta monimutkaistuu merkittävästi, mutta tulokset ovat lähes samoja kuin yksinkertaisella Palmgren–Minerin mallia. Tämän takia ainoa etu, joka murtumismekaniikan malleja käyttämällä saadaan, on parempi kuva betoniterästen vaurion etenemisestä. [14, s. 91.]

2.3 Betonin väsyminen

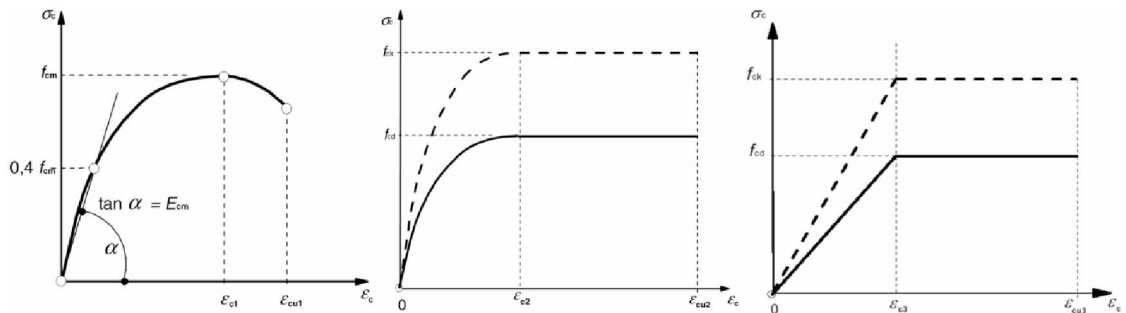
2.3.1 Yleistä betonista

Suomessa betonia on käytetty siltarakenteisiin 1800-luvun loppupuolelta asti. Ensimmäiset rakenteet olivat raudoittamattomia. Vanhin käytössä oleva betonisilta on vuonna 1894 valmistunut rautatien alikulkusilta, joka sijaitsee Mannerheimintieellä eduskuntatalon lähellä. Teräsbetonin käyttö alkoi 1900-luvun alkuvuosina. Ensimmäiset normit vahvistettiin Suomessa vuonna 1929. Toisen maailmansodan jälkeen vuonna 1946 normeihin tuli käsite vesisementtisuhde sekä betonin jako luokkiin A, B ja C. [16.]

Betonin ominaisuudet vaihtelevat huomattavasti enemmän kuin teräksen, mikä johtuu betonin rakenteesta. Betoni on epähomogeeninen, kiviaineksen ja kovettuneen sementtimatriisin seos. Kiviainesrakeet voidaan olettaa normaaleissa olosuhteissa stabiileiksi. Ne eivät halkeile kuormituksessa, eivätkä osallistu kemiallisiin reaktioihin betonin eliniän aikana. [24, s. 18.]

Kiviainesrakeita sitovan sementtimatriisin ominaisuudet ovat moninaiset ja niihin liittyy useita aikariippuvaisia tekijöitä, kuten kuormitusnopeus, viruma ja kosteuden liikkeet sekä kosteuspitoisuus [25]. Kaikilla näillä on oma vaikutuksensa sementtimatriisin ja sitä kautta betonin ominaisuuksiin. Lisäksi kiviaineksen ja kovettuneen sementin rajapinnoilla on hyvin merkittävä vaikutus betonin käyttäytymiseen, koska rajapinnat toimivat tavanomaisimpina lähtökohtina halkeamille. Edellä mainitut betonille tyypilliset piirteet aiheuttavat sen, että suunnittelukäyttöön tarvitaan yksinkertaistettu malli betonin toiminnasta.

Useimmiten betoni mallinnetaan epälineaarisena, isotrooppisena ja homogeenisena materiaalina. Rakenteiden mitoituksessa myös jännitys–muodonmuutosyhteyden epälineaarisuus voidaan kuvata esimerkiksi bilineaarisella mallilla. Kuvan 5 eurokoodin mukaiset jännitys–muodonmuutoskuvaajat on tarkoitettu käytettäväksi eri tapauksissa. Kuvassa vasemmalla oleva kuvaaja on tarkoitettu rakenteen epälineaarisen käyttäytymisen mallintamiseen. Keskellä on esitetty mitoituskäyttöön tarkoitettu epälineaarinen malli ja oikealla mitoituskäyttöön tarkoitettu bilineaarinen malli.



Kuva 5. Betonin jännitys–muodonmuutoskuvaajia eurokoodin mukaan. [10, s. 35–37.]

Yksinkertaistettujen lähestymistapojen etuna on se, että betonille voidaan käyttää tavallista kimmoteoriaa. Betonille voidaan siis määritellä kimmokerroin, Poisson vakio sekä murtolujuus ja -venymä. Näin voidaan laskea betonisten kappaleiden jännitystila tarkkuudella, joka on useimmiten riittävä. Eurokoodin mukainen kimmokerroin määritellään jännitystasojen 0 ja $0,4f_{cm}$ välille piirrettynä sekanttiarvona, kuten kuvassa 5 vasemmalla. Kimmoteoria pätee parhaiten alhaisilla jännitystasoilla. Mitä enemmän betonia kuormitetaan, sitä enemmän materiaalin epälineaarisuus ja epähomogeenisuus tulevat esille. [25.]

2.3.2 Betonin väsymiseen vaikuttavia tekijöitä

Betonin ominaisuuksista johtuen betonin väsyminen ilmiönä on monimutkaisempi kuin teräksen. Tärkein yksittäinen tekijä väsymiskestävyydessä on materiaalin lujuus. Mitä lujempaa betoni on, sitä suurempi on sen väsymiskestävyys. Erilaisilla betoneilla ja erilaisissa olosuhteissa tehtyjen kokeiden perusteella Raithby päätteli, että betonin väsymiskestävyys ja staattinen lujuus ovat suhteessa toisiinsa. Suhde pysyi likimain samana riippumatta betonin lujuudesta, joten väsymiskestävyyden arvioinnissa voidaan käyttää samoja S–N-käyriä eri lujuisille betoneille. [25.]

Betonin väsymisen ominaispiirre on väsymiskestävyyden riippuminen jännitysvaihteluvälin lisäksi jännityksen minimi- ja maksimiarvosta. Esimerkiksi teräksellä minimijännitystasolla ei oleteta olevan vaikutusta väsymiseen, kunhan jännitysvaihteluväli on niin pieni, että maksimijännitys ei lähesty myötörajaa. Lisäksi on havaittu, että minimijännityksen suhde puristuslujuuteen ja maksimijännityksen suhde puristuslujuuteen ovat lineaarisesti riippuvaisia toisistaan. Määritellään minimijännityksen suhde maksimijännitykseen jännityssuhteena, joka lasketaan seuraavasta kaavasta

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad (7)$$

missä σ_{\min} on minimijännitys (yleensä pysyvien kuormien aiheuttama jännitys) ja σ_{\max} on maksimijännitys (yleensä pysyvien kuormien ja muuttuvien kuormien aiheuttama jännitys). Edellä olevan perusteella voidaan päätellä, että myös jännityssuhteen yhteys maksimijännityksen ja puristuslujuuden suhteeseen on lineaarinen. Väsymiskestävyyden riippuminen jännityssuhteista johtaa siihen, että betonille ei ole olemassa yhtä S–N-käyrää vaan jokaiselle jännityssuhteelle on oma käyränsä, kuten on esitetty kappaleessa 2.3.4. [5, s. 21–26; 6, s. 2–5.]

Betonin staattinen puristuslujuus riippuu kuormitusnopeudesta. Mitä nopeampi kuormitus, sitä suurempi on betonin puristuslujuus. On kuitenkin todettu, että betonin väsymiskestävyys ei riipu kuormituksen taajuudesta merkittävästi, kun ollaan taajuusalueella, joka soveltuu silloille. Kuormituksen taajuudella on merkitystä vain, jos jännitystaso on korkea. Tällöin väsymisikä kasvaa, jos kuormituksen taajuus on suuri. Nopeutetuissa väsytykskokeissa on siis mahdollista saada liian pitkiä väsymisikiä. [26.]

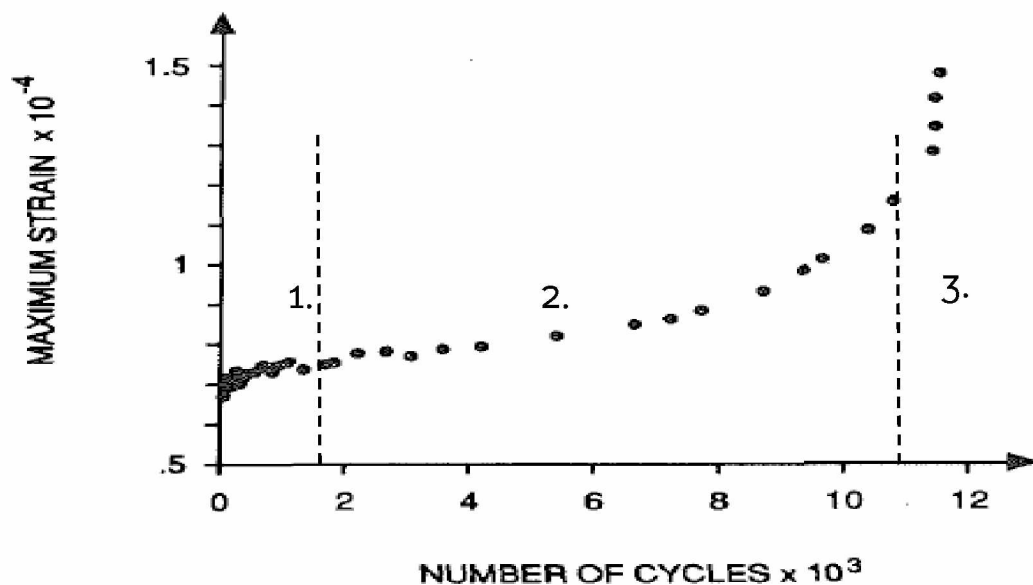
Väsytykskokeet suoritetaan useimmiten siten, että jännitysvaihtelu on jatkuva. Silta-rakenteissa jännitysvaihteluiden väli voi olla hyvinkin pitkä. Lepojaksojen on todettu pidentävän väsymiskestävyyttä. Lähteen [26] mukaan 10^7 kuormituskerran kohdalla väsymiskestävyys tavanomaisessa testissä oli noin 62 prosenttia staattisesta lujuudesta. Kun testiin lisättiin 5 minuutin lepojaksoja, todettiin väsymiskestävyyden 10^7 kuormituskerran kohdalla nousseen 68 prosenttiin staattisesta lujuudesta. Yli viiden minuutin lepotauot eivät enää kasvattaneet väsymiskestävyyttä. Alle minuutin tauot eivät kasvattaneet väsymiskestävyyttä merkittävästi. Lepojaksojen vaikutuksen todettiin johtuneen betonin aikariippuvista ominaisuuksista, esimerkiksi virumasta.

Betonin väsymiskestävyys vedolle ja suunnaltaan vaihtuvalle kuormitukselle ei ole oleellista tavanomaisten teräsbetonisten siltarakenteiden analysoinnissa, koska poikileikkauksen jännitysten laskennassa betonin oletetaan olevan haljennutta vedetyllä alueella [27, s. 345–346]. Taivutetussa rakenteessa, jossa betoni ei ole todellisuudessa haljennut vedetyltä alueelta, jännitysvaihtelut eivät voi olla niin suuria, että ne aiheuttaisivat väsymismurtumisen. Tässä työssä keskitytään puristusjännitysten alaisena olevan betonin väsymiseen.

2.3.3 Betonin väsymisprosessi

Betonissa on mikrohalkeamia jo ennen ensimmäisiä ulkopuolisia rasituksia. Mikrohalkeamilla tarkoitetaan halkeamia, joiden mitat ovat luokkaa 10^{-6} metriä. Ensimmäiset mikrohalkeamat syntyvät sisäisistä rasituksista, kuten kuivumisesta ja lämpölaajenemiseroista kovettuneen sementin ja kiviaineksen välillä. Mikrohalkeamat syntyvät kiviaineksen ja kovettuneen sementin rajapinnoille. Kun ulkoiset kuormat alkavat vaikuttaa, betoniin syntyy paikallisia vetojännityksiä. Niitä syntyy myös puristavan kuormituksen alaisena. Vetojännitykset syntyvät samoihin paikkoihin kuin mikrohalkeamat eli kiviaineksen ja kovettuneen sementin rajapinnoille. Vetojännitykset synnyttävät uusia mikrohalkeamia ja laajentavat olemassa olevia. Vähitellen mikrohalkeamat leviävät rajapinnoilta kovettuneeseen sementtiin. Kasvaessaan ne yhdistyvät ja muodostavat suurempia halkeamia. [28.]

Mikrohalkeilun edetessä kappaleeseen syntyy plastisia muodonmuutoksia. Kasvavien muodonmuutosten avulla voidaan kuvata vaurion etenemistä betonissa. Kokeissa on havaittu, että betonin maksimivenymän muutos vaihtelevan puristusjännityksen alaisena jakautuu kolmeen vaiheeseen. Kuvassa 6 on esitetty eri vaiheet lähteen [29] mukaan.



Kuva 6. Kuormituskertojen lukumäärän ja suurimman venymän välisen yhteyden kuvaaja. [29.]

Kuvasta 6 voidaan selkeästi erottaa venymän nopean alkukasvun vaihe, tasaisen kasvun vaihe ja lopulta väsymismurtumiseen johtava venymän kiihtyvän kasvun vaihe. Kunkin vaiheen tapahtumat on kuvattu lähteessä [3] ja ne ovat seuraavat.

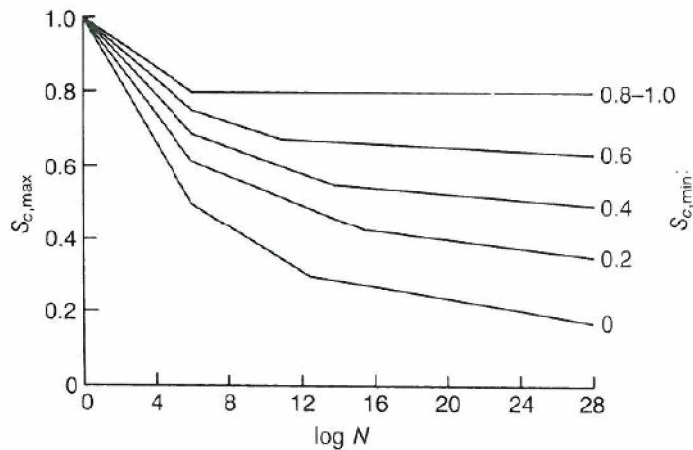
1. vaihe. Betonissa olemassa olevat mikrohalkeamat laajenevat, kunnes ne saavuttavat stabiilin tilan. Tämä vaihe kestää noin 10 prosenttia väsymisiäst.
2. vaihe. Mikrohalkeamat kasvavat tasaisesti, uusia mikrohalkeamia syntyy ja materiaali viruu. Tämä vaihe kestää noin 80 prosenttia väsymisiäst.
3. vaihe. Mikrohalkeamat kasvavat kiihtyvällä tahdilla, mikä johtaa väsymismurtoon. Tämä vaihe kestää noin 10 prosenttia väsymisiäst.

Venymän kasvaminen johtuu mikrohalkeilun aiheuttamasta betonin pehmenemisestä. Betonin kimmokertoimen voidaan ajatella pienenevän väsyttävän kuorman vaikuttaessa. Vaurioituminen on paikallista ja keskittyy kuormitetuimman paikan kohdalle tai sen välittömään läheisyyteen. Koska vaurio on keskittynyt tiettyyn paikkaan, kappaleen venymäjakauma ei ole enää tasainen. Vaurioitumisen alettua kuormituksen ja muodonmuutoksen yhteys määriytyy paikallisen vauriokohdan mukaan. Kappaleen rasitukset saattavat jakautua uudelleen siten, että vaurioitunut kohta kerää rasituksia vaurioitumattomista kohdista. Tästä johtuu venymän muutosnopeuden kiihtyvä kasvu ennen väsymismurtoa. [30.]

Vaikka betonin vaurioitumismekanismeja väsyttävän ja puristavan kuormituksen alaisena on tutkittu paljon, ei niitä toistaiseksi ole kyetty mallintamaan yksinkertaisesti. Erityisen ongelmallista on ollut vaurioitumismekanismien tutkiminen, kun kuormituskertojen lukumäärät ovat suuret ja kuormitukset pienet. Tutkimuksissa onkin keskitytty luomaan S-N-käyriä tai kuorma–venymä käyriä, ilman varsinaista mallia vaurioitumisesta. Näiden avulla pystytään kuitenkin täyttämään mitoituksen ja suunnittelun tarpeet. [31.]

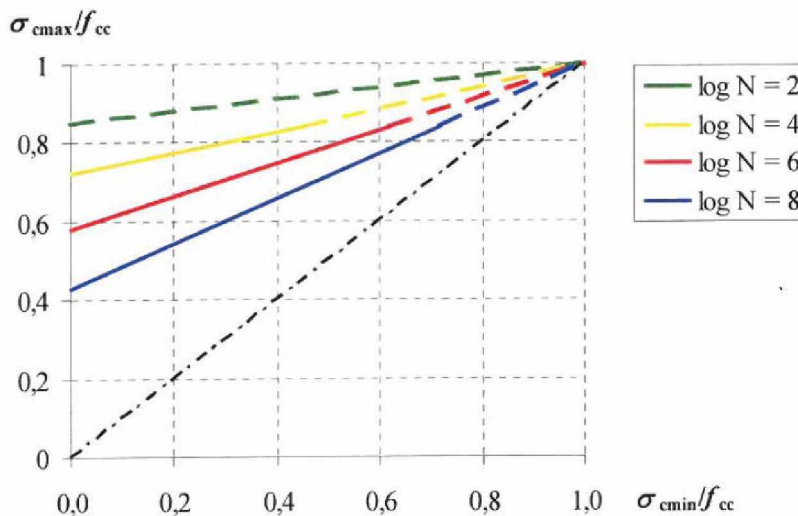
2.3.4 Betonin S–N-käyrät ja Goodmanin-diagrammi

Betonin S–N-käyrä esitetään tavallisesti käyräparvena. S–N-käyrien luomiseen tarvitaan maksimi- ja minimijännityksen suhteita väsymispuristuslujuuteen. Kuvassa 7 on esitetty CEB–FIB Model Code 1990 mukaisia betonin S–N-käyriä. Vaaka-akselilla on kuormituskertojen lukumäärän logaritmi. Pystyakselilla on maksimijännityksen suhde väsymispuristuslujuuteen. Jokainen viiva edustaa tiettyä minimijännityksen suhdetta väsymispuristuslujuuteen. S–N-käyrän avulla saadaan tieto betonin väsymisiestä vakioamplitudisen väsyttävän kuorman vaikuttaessa. [32.]



Kuva 7. Betonin S–N-käyriä CEB–FIB Model Code 1990 mukaan. [7, s. 59.]

Toinen tapa kuvata betonin väsymisikää on Goodman-diagrammi. Kuvassa 8 on esitetty betonin Goodman-diagrammi lähteen [6, s. 4] mukaan. Vaaka-akselilla on minimijännityksen suhde puristuslujuuteen ja pystyakselilla maksimijännityksen suhde puristuslujuuteen. Tälle asteikolle piirrettynä jännitysvaihteluiden lukumäärästä otettu logaritmi muodostaa suoran eli jokainen jännitysvaihteluvälien määrä muodostaa oman suoransa.



Kuva 8. Betonin Goodman-diagrammi. [6, s. 4.]

Goodman-diagrammi ja S–N-käyrät ovat saman asian erilaisia esitystapoja, joten ne voidaan esittää yhdellä yhtälöllä. Betonin väsymiskestävyyden ja kuormituskertojen lukumäärän välinen yhteys voidaan esittää lähteen [6, s. 4] mukaan seuraavasti

$$S_{\max} = 1 - \beta(1 - R) \log N, \quad (8)$$

missä β on materiaalivakio ja S_{\max} on

$$S_{\max} = \frac{\sigma_{c,\max}}{f_{cd}}. \quad (9)$$

Materiaalivakio β on S–N-käyrän kulmakerroin, kun minimijännitys on nolla eli jännityssuhde on nolla. Materiaalivakio β määritellään kokeellisesti. Ensimmäisenä yhtälön esitti Aas-Jakobsen, joka sai β :lle arvon 0,064. Tutkimusten mukaan β :lle on saatu arvoja väliltä 0,064...0,080. [6, s. 4.]

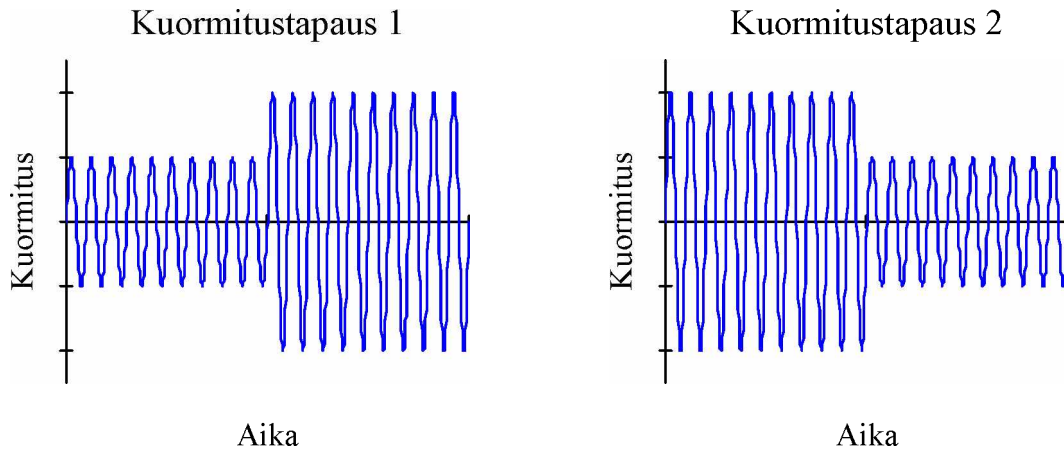
Edellä olevat lukuarvot edustavat koetulosten keskiarvoja, eikä niissä ei ole otettu huomioon tilastollista jakaumaa. Tilastollisen jakauman huomioon ottaminen on kuitenkin mitoituksen kannalta oleellista, joten mitoituksessa käytetään suunnitteluohjeissa annettuja betonin väsymiskestävyyden kaavoja.

Monissa tutkimuksissa on todettu, että betonilla ei tapahdu väsymismurtoa tavanomaisilla kuormituskertojen määrällä, jos jännitykset pysyvät alle 60 prosentin tasolla verrattuna staattiseen lujuuteen. Esimerkiksi lähteen [32] mukaan väsymiskestävyys oli välillä 54–58 prosenttia staattisesta lujuudesta, kun kuormituskertojen lukumäärä oli 10^7 .

Tavanomaisissa siltarakenteissa betonin ajatellaan olevan yksiaksiaalisesti kuormitettuja, jolloin voidaan käyttää edellisten kappaleiden kaavoja ja menetelmiä. Tarkasti ottaen esimerkiksi laattarakenteet ovat useampiaksiaalisesti kuormitettuja. Suurin osa kokeellisesta tutkimuksesta on kohdistunut yksiaksiaalisesti kuormitettuun betoniin. Kokeellista tutkimusta on tehty myös kaksiaksiaalisesti puristetulle betonille ja ulkoisen paineen kuormittamalle betonille. Wang ja Song havaitsivat tutkimuksessaan [33], että väsymiskestävyys on suurempi kaksiaksiaalisessa puristuksessa ja sitä kasvattaa myös ulkoinen paine. Wang ja Song laativat myös S–N-käyriä edellä mainituille tapauksille. Tämän perusteella laattarakenteissa voidaan olettaa, että moniaksiaalinen puristus parantaa väsymiskestävyyttä, joten se voidaan jättää huomiomatta ilman että varmuus pienenee.

2.3.5 Väsymisvaurion kertyminen betonissa

Palmgren–Minerin mallin, joka on esitetty kappaleessa 2.1.4, käyttäminen betonin yhteydessä on useiden tutkimusten mukaan hyvinkin epätarkkaa ja jopa epävarmalla puolella. Lähteen [26] mukaan Hilsdorf & Kesler tekivät kokeita kaksivaiheisella kuormituksella. Ensimmäisessä tapauksessa kuormitusta kasvatettiin kerran kokeen aikana. Toisessa tapauksessa kuormitusta pienennettiin kerran kokeen aikana. Kokeiden kuormitukset ajan funktiona on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Hilsdorfin ja Keslerin tutkimuksen kuormitustapaukset.

Kokeen tuloksena oli, että Palmgren–Minerin malli ei soveltunut kummallekaan kuormitukselle, jos murtumaan johtavalle vauriokertymälle oletettiin arvoksi yksi. Ensimmäisessä kuormitustapauksessa vauriosumman arvo murren tapahtuessa oli yli yksi ja toisessa kuormitustapauksessa alle yksi. Kokeen tulosten perusteella Palmgren–Minerin malli antaisi epävarmalla puolella olevia tuloksia, jos toistuva kuormitus on suurempi rakenteen eliniän alkuvaiheessa kuin loppuvaiheessa. Rakenteen eliniän alkuvaiheessa esiintyvät suuret kuormat aiheuttavat halkeamia, joiden kasvattamiseen riittävät eliniän loppupään pienet kuormat, vaikka niiden suuruus ei riittäisi synnyttämään halkeamia ehjään rakenteeseen. [26.]

Betonille on kehitetty myös Palmgren–Minerin mallin pohjalta uusia vauriosummamalleja, jotka ottavat huomioon sekä kuormien suuruuden että järjestyksen. Esimerkiksi lähteen [6, s. 6] mukaan Oh on laatinut seuraavan mallin

$$\left(\frac{n_1}{N_1}\right) + \left(\frac{n_2}{N_1}\right)\left(\frac{S_2}{S_1}\right)^p + \dots + \left(\frac{n_i}{N_1}\right)\left(\frac{S_i}{S_1}\right)^p = 1, \quad (10)$$

missä n_1 on jännitysvaihteluiden lukumäärä tietyllä jännitystasolla S_i , N_1 on referenssiväsymisikä, S_1 on referenssijännitystaso, S_i on tietty jännitystaso, n_i on jännitysvaihteluiden ekvivalentti määrä ja p on kokeellisesti määritettävä kerroin. Tutkimuksen mukaan muuttuva-amplitudisten jännitysvaihteluiden tapauksessa kaava (10) antoi tarkemman tuloksen kuin tavallinen Palmgren–Minerin malli.

Monimutkaisempien mallien ongelma on vaadittavien lähtötietojen määrän kasvu ja se, että useimmiten kaavoihin liittyy lisäksi kokeellisia kertoimia, joiden selvittäminen vaatisi koetuloksia juuri tarkasteltavasta geometrian ja materiaalin yhdistelmästä.

Palmgren–Minerin mallin suurin yksittäinen puute tutkimusten perusteella on se, että Palmgren–Minerin malli aliarvio rakenteen eliniän alkuaikoina esiintyvien suurten kuormien vaikutuksen. Rakenteen yksittäisillä ylikuormituksilla voikin olla merkittävästi elinikää lyhentävä vaikutus [34]. Siltarakenteilla kuormitukset ovat useimmiten kasvaneet rakenteen eliniän aikana, joten Palmgren–Minerin mallin voidaan olettaa olevan varmallalla puolella. Tässä työssä ei käytetä sitä monimutkaisempia vaurionker-

tymismalleja. Seuraavassa kappaleessa esitetään kuitenkin pääperiaatteita murtumismekaniikan soveltamisesta betonille.

2.3.6 Murtumismekaniikan soveltaminen betonin väsymiseen

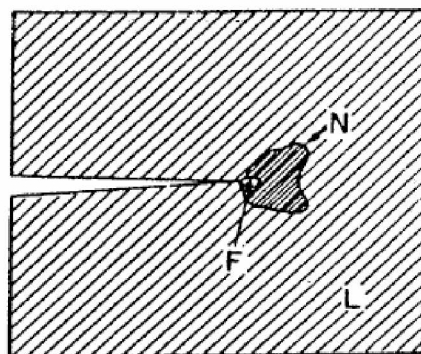
Materiaalin epähomogeenisuus tekee murtumismekaniikan soveltamisen betonin väsymisen tarkasteluun vaikeaksi. Betonin mikrohalkeilu tapahtuu pääasiassa kiviainesrakeiden ja sementin rajapintojen suuntaisesti. Kiviainesrakeilla on huomattava vaikutus halkeilun etenemiseen, koska niiden lujuus on niin suuri, että ne eivät halkea. Halkeaman täytyykin muuttua suuntaansa kiviainesrakeen kohdalla. [13.]

S–N-käyrien ja Palmgren–Minerin mallin tilalle on kuitenkin kehitetty useita murtumismekaniikkaan perustuvia malleja. Niiden tavoitteena on ollut kuvata vaurion kehittymistä betonissa ja ottaa huomioon kuormituksen vaihteluiden vaikutukset paremmin kuin S–N-käyrät yhdistettynä Palmgren–Minerin malliin. Murtumismekaniikkaa on sovellettu puristetulle betonille lähinnä pienten kuormanvaihtomäärien väsymisen tutkimisessa, jolloin kuormat ovat suuria. Puristetun betonin murto pienillä kuormilla ei sovellu murtumismekaniikan tarkasteluihin, koska vauriona on mikrohalkeilu, eikä yksittäinen särö, jonka etenemistä voitaisiin tutkia.

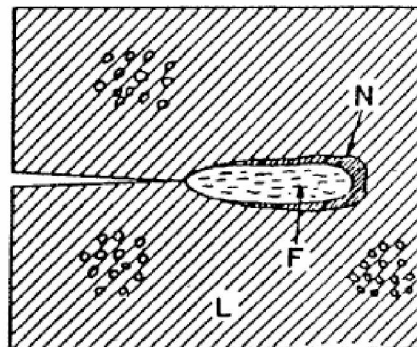
Betonin väsyminen taivutusrasitetun rakenteen vedetyllä alueella on halkeilun kannalta tärkeää, koska alkutilanteessa betoni on ehjää myös poikkileikkauksen vedetyllä puolella. Perinteisesti poikkileikkauksen jännitysten laskennassa vetopuolen betoni on kuitenkin oletettu kokonaan haljenneeksi.

Taivutetussa, pelkän betonin muodostamassa kappaleessa, halkeama lähtee kasvamaan vedetyltä puolelta. Tämä on perusoletus murtumismekaniikan malleissa. Mallien erot ovat särön etenemisalueen ja repeytymäalueen (fracture process zone, FPZ) olemuksessa. Lähteen [35] mukaan Slowikin tutkimuksissa havaittiin, että betonin vaurio kehittyy mikrohalkeilleella alueella, joka sijaitsee särön etenemisalueen kärjessä. Tutkimuksessa havaittiin myös, että yksittäiset piikit jännityshistoriassa laajensivat repeytymäaluetta ja kiihdyttivät särön kasvua. Teräksellä yksittäiset piikit toimivat päinvastoin eli niiden jälkeen särön kasvu hidastuu. Tämä johtuu särön etenemisalueen erilaisesta käyttäytymisestä eli teräksen suuresta plastisoituneesta alueesta.

Ductile-Brittle (Metals)



Quasibrittle (Concrete)



Kuva 10. Särön etenemisalue kahdessa erilaisessa aineessa, vasemmalla metalli ja oikealla betoni. [13.]

Särön etenemisalueen käyttäytyminen on pääsyy siihen, että teräksen ja betonin väsymistä täytyy kuvata eri malleilla. Teräksellä särörintaman edessä oleva plastisoitunut (epälineaarinen) alue on melko suuri verrattuna repeytymäalueeseen (FPZ). Betonilla taas mikrohalkeillut (epälineaarinen) alue on hyvin pieni verrattuna repeytymäalueeseen. Repeytymäalueen käyttäytyminen on hyvin monimutkaista, joten betonin mallintaminen on vaikeaa. Kuva 10 esittää metallien ja betonin särön etenemisalueen käyttäytymisen eroa. [13.]

Kuvan 10 merkinnöissä N tarkoittaa epälineaarista, L lineaarista ja F repeytymäaluetta. Mitoituskäyttöön soveltuvia murtumismekaniikan menetelmiä ei ole toistaiseksi kehitetty puristetun betonin väsymisen tarkasteluun. [13.]

2.4 Teräsbetonirakenteiden väsyminen

Tässä kappaleessa tutkitaan väsymismurtoon johtavia mekanismeja teräsbetonirakenteissa. Väsymismurto voi tapahtua taivutus-, leikkaus- tai läpileikkautumisrasituksessa. Tässä työssä keskitytään väsymiseen taivutus- tai leikkausrasitetussa kappaleessa. Läpileikkautumisella ei ole yleensä merkitystä rautatiesilloilla, joten sitä ei ole käsitelty kuin pintapuolisesti. Väsymismurto eroaa joiltain osin staattisesta murtotapahtumasta. Koska vaurioituminen tapahtuu vähitellen, poikkileikkauksen jännitystila ei ole samanlainen ensimmäisen ja miljoonannen kuormituskerran kohdalla.

Teräsbetonirakenne on betoniteräksistä ja betonista muodostuva yhdistelmämateriali. Betoniteräksiset sijaitsevat teräsbetonissa betonin ympäröiminä erillisinä osina, jotka yhdistyvät betoniin betoniterästen ja betonin välisen tartunnan avulla. Teräsbetonirakenteen kantavuus taivutusrasituksen alaisena perustuu betonin puristuskestävyyteen ja betoniterästen vetokestävyyteen.

Leikkausrasituksen alaisen teräsbetonirakenteen toimintatapa riippuu rakenteen rasitustasosta ja raudoituksesta. Leikkausraudoittamaton rakenne kantaa leikkausrasitukset betonin leikkauskapasiteetilla ja pääterästen vaarnavaikutuksella. Leikkausraudoitettuun rakenteeseen asennetut leikkaushaarat kantavat suurimman osan leikkausrasituksesta. Ristikkoanalogian mukaisesti laskettuna leikkaushakojen myötöön perustuva leikkauskapasiteetti ei ole vastannut kokeellisesti saavutettuja kestävyyskäyriä, joten yleensä normeissa ja standardeissa on teräsbetonirakenteen leikkauskestävyyden kaavoissa mukana betonin kapasiteetti myös leikkausraudoitetuilla rakenteilla. [36.]

Teräsbetonirakenteiden käyttäytymiseen kuuluu halkeilu jo käyttörajatiloissa, koska betonilla on alhainen vetokestävyys. Halkeilun syynä ovat erilaiset rakenteeseen kohdistuneet rasitukset, jotka voivat olla joko sisäisiä tai ulkoisia. Esimerkiksi kutistumishalkeilu on sisäisen rasituksen eli kutistuman, aiheuttamaa halkeilua. Vaikka kaikki rasitukset eivät itsessään aiheuttaisikaan väsymistä, on niiden aiheuttamalla halkeilulla vaikutusta väsymiskestävyyteen. Halkeillut poikkileikkaus on alttiimpi vaurioille kuin halkeamaton poikkileikkaus, esimerkiksi korroosio pääsee halkeaman läheisyydessä alkamaan nopeammin.

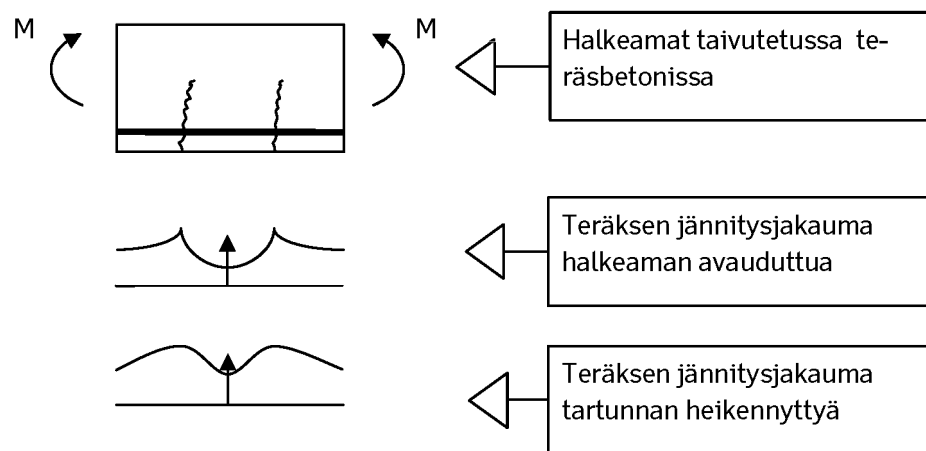
Vaurioitumisella on väsymiskestävyyttä heikentävä vaikutus. Vaurioituneilla kappaleilla ei ole juurikaan tehty väsymiskokeita, joten seuraavissa kappaleissa esitetyt koetulokset on saatu kokeista, jotka on suoritettu vaurioitumattomilla rakenteilla. Vaurioitumisen huomioimiseen laskennallisesti on esitetty joitakin likikaavoja. Esimerkiksi korroosion vaikutusta teräkseen voidaan arvioida olettamalla, että teräksen

poikkipinta-ala pienenee ajan funktiona. Näihin menetelmiin ei ole tässä työssä tutustuttu tarkemmin.

2.4.1 Teräsbetonin väsyminen taivutusrasituksen alaisena

Väsymisen aiheuttaman murren kulku taivutetussa teräsbetonirakenteessa voidaan kuvata seuraavasti. Ennen ensimmäisen halkeaman syntyä jännitysvaihtelu on niin alhaisella tasolla, että väsymistä ei pääse tapahtumaan. Väsyttävä kuormitus aiheuttaa taivutettuun teräsbetonirakenteeseen ensimmäisen halkeaman. Vähitellen kuormitus aiheuttaa lisää halkeamia ja syntyneet halkeamat pitenevät. Betonin ja teräksen tartunta halkeamien välillä heikkenee, joten betonin vetojäykistysvaikutus pienenee. Tämä kasvattaa betoniterästen vetojännityksiä halkeamien välillä. Samalla taipumat kasvavat. Lopulta tapahtuu väsymismurto. [37, s. 157.]

Tartunnan heikkenemisen vaikutus betoniterästen jännityksiin on esitetty kuvassa 11, joka on mukaelma lähteen [27, s. 352] kuvasta 1/5.3. Tartunnan heikkeneminen tasoittaa betoniterästen jännityshuippuja ja pienentää niiden jännitysvaihtelua. Toisaalta taas kokonaisjännitystaso betoniteräksissä kasvaa, koska tartunnan avulla betonille välittyvä vetorasitus pienenee. Halkeamatilanteen kehitystä ja tartunnan heikkenemistä ei huomioida tavanomaisissa poikkileikkauksen laskennallisissa tarkasteluissa. Haljenneen poikkileikkauksen jännitysten laskentakaavat perustuvat oletukseen täydellisestä tartunnasta ja betonin halkeamisesta koko vedetyllä alueella.



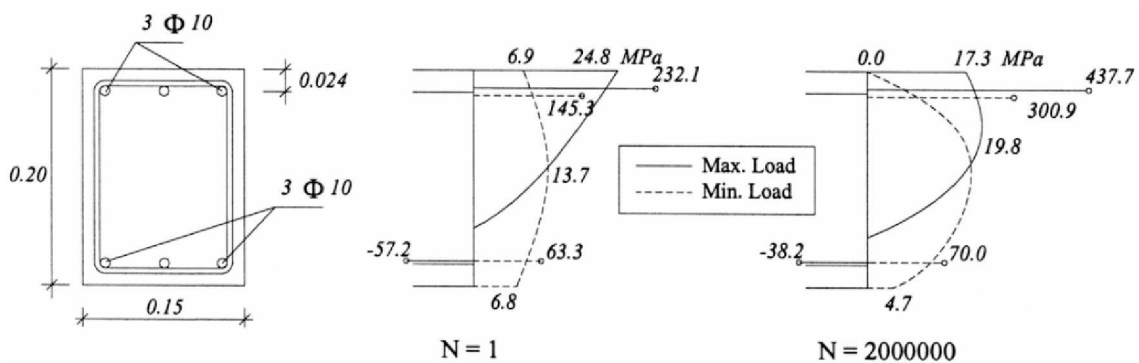
Kuva 11. Taivutushalkeilusta ja tartunnan heikkenemisestä teräkseen aiheutuvat jännitykset.

Väsyttävän taivutusrasituksen alainen teräsbetonirakenne voi murtua joko betoniterästen tai betonin väsymismurren takia. Edellisissä kappaleissa on todettu, että betonin väsymismurto puristuksessa tapahtuu vain, jos betonin suurin jännitys ylittää noin 60 prosentin tason staattisesta lujuudesta [32]. Lähteen [38] tutkimuksen mukaan betonin puristumurtoa väsymisen takia ei tapahtunut edes ylläraudoitetuissa poikkileikkauksissa eli poikkileikkauksissa, jotka on suunniteltu murtumaan staattisen kuorman vaikuttaessa betonin puristuskestävyyden ylittymisen takia.

Betonin puristumurtoa väsymisessä ei tapahdu, koska betonin käyttäytyminen on epälineaarista. Puristetussa betonissa, joka joutuu vaihtuvan kuormituksen alaiseksi,

tapahtuu vähitellen puristuspuolen turmeltumista. Toistuva puristuskuormitus aiheuttaa betonissa mikrohalkkeilua ja ajasta riippuvia ilmiöitä, kuten virumaa. Tämän seurauksena betonin jännitys–muodonmuutoskuvaaja ja poikkileikkauksen jännitysja-kauma muuttuu.

Rasitetuimmassa kohdassa tapahtuu eniten vaurioitumista, joten sen jännitykset pienenevät ja jännitykset siirtyvät vähemmän rasitetuille poikkileikkauksen osille: vähemmän puristetulle betonille tai betoniteräksille. Jännitysten uudelleen jakautuminen on esitetty kuvassa 12. Kuvan esimerkin mukaan kahden miljoonan kuormituskerran kohdalla betonin maksimijännitys on laskenut noin 20 prosenttia ja siirtynyt poikkileikkauksen yläreunasta alaspäin. [39.]



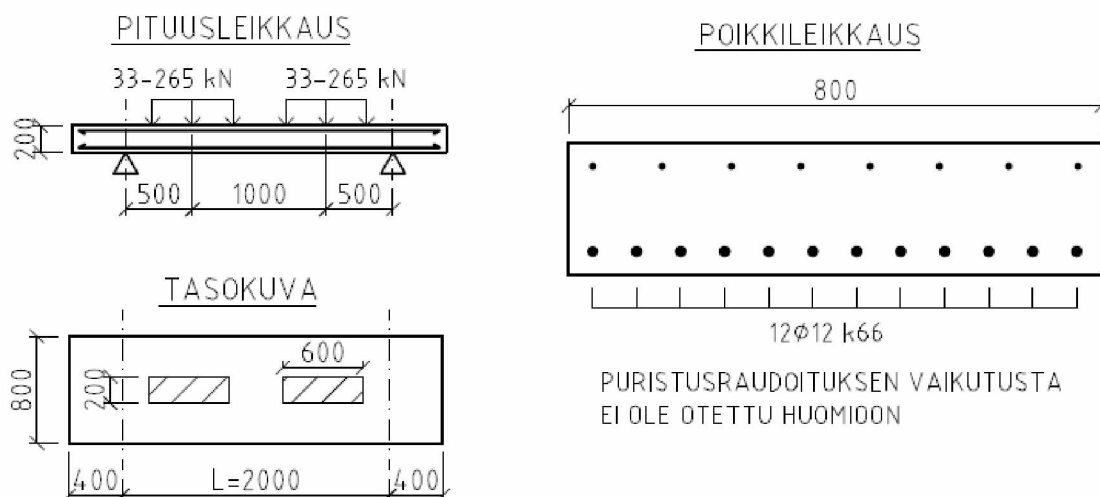
Kuva 12. Epäkeskisesti puristetun poikkileikkauksen geometria ja jännitystila ensimmäisen kuormituskerran ja kahden miljoonan kuormituskerran jälkeen. [39.]

Betoniterästen väsymismurto on siis todennäköisin väsyttävän taivutuskuormituksen alaisen rakenteen murtotapahtuma. Betoniterästen väsymismurtoa on kuvattu kappaleessa 2.2.3, jossa sen todettiin olevan luonteeltaan hauras. Tämä pitää paikkansa yksittäisen betoniteräksen kohdalla. Tilanne teräsbetonissa on erilainen, koska poikkileikkauksessa on useampia betoniteräksiä. Yhden betoniteräksen katkeaminen ei vielä aiheuta rakenteen murtoa, koska jäljelle jäävillä teräksillä on vielä myötäämis-kykyä ja kapasiteettia jäljellä. Toisin sanoen väsymismurto taivutuksessa on todennäköisesti sitkeä, eikä hauras. [14, s. 63–68.]

Kappaleessa 2.2.4 esitellyt S–N-käyrät perustuvat kokeisiin, jotka on tehty ilman betoniterästankoja ympäröivää betonia. Lähteen [6, s. 13] mukaan Westerberg pohti mahdollisia eroja koetilanteissa betonin kanssa tai ilman betonia. Hänen mukaansa väsymiskestävyyden tulisi olla alempi betonissa oleville teräksille, koska halkeilun takia palkkiin syntyy paikallisia kaarevuuden keskittymiä ja tartunta teräksen ja betonin välillä lisää jännityksiä. Toisaalta väsymiskestävyys voisi olla isompi, koska murren voi olettaa tapahtuvan halkeamassa, eikä yksittäisen betoniterästangon heikoimmassa kohdassa.

Lähteen [23] kokeellisen tutkimuksen mukaan yksittäisen betoniterästangon väsymiskestävyys on suurempi, kun se sijaitsee betonissa verrattuna koetilanteeseen, jossa on pelkkä betoniterästanko. Tutkimus perustui koekuormitusten analysointiin Parisin lain avulla. Koekappaleissa oli vain yksi betoniterästanko ja niitä rasitettiin tavuttavalla kuormalla.

Muissa tutkimuksissa on saatu myös päinvastaisia tuloksia. Esimerkiksi lähteen [40] tutkimuksessa havaittiin, että rakenteen, jossa on monta betoniterästankoa, väsymisikä oli keskimäärin lyhyempi kuin yksittäisten tankojen väsymisikä ilmassa. Tämä johtuu siitä, että mitä enemmän rakenteessa on betoniterästankoja, sitä todennäköisemmin jokin niistä on heikompä kuin muut. Koekappaleen katsottiin lähestyvän murtoa, kun ensimmäinen betoniterästanko katkesi.

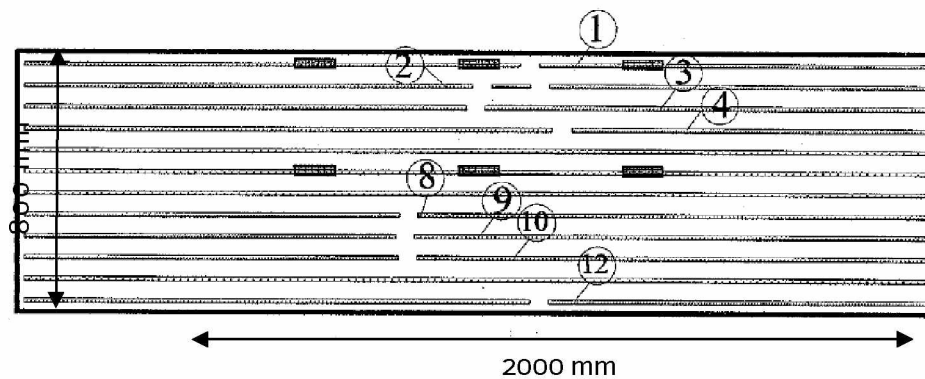


Kuva 13. Koekappaleen mitat, raudoitus ja kuormituskohdat.

Tarkasti dokumentoituja väsymiskokeita on esitetty esimerkiksi lähteessä [6], josta seuraava esimerkki on otettu. Erään koekappaleen mitat ja poikkileikkaus on esitetty kuvassa 13. Koekappaleen raudoitussuhde oli 1,03 %. Koekappaletta kuormitettiin vaihteluväliltään 33–265 kN kuormalla, joka oli 12–80 % staattisesta maksimikuormasta eurokoodin mukaan laskettuna ja 9–59 % staattisesti murrettun vertailukappaleen kapasiteetista. Kuormitusala oli 600 mm \times 200 mm, joka vastaa ruotsalaisen siltanormin pyöräkuormaa.

Kuva 14 esittää koekappaleen betoniterästankoja lopputilanteessa. Kuvassa näkyvät paksunnokset betoniterästangoissa ovat venymäantureita. Kuormanvaihtokertojen lukumäärän ollessa 205 000 reunimmaisen betoniterästangon (numero 1) keskikohdan venymät ja jännitykset kasvoivat merkittävästi eli ainakin jokin tangoista 2, 3 tai 4 murtui tässä vaiheessa. Samanlaista venymän kasvamista ei havaittu betoniterästangon 1 reunimmaisissa antureissa. Tästä voidaan päätellä, että murtuneilla tangoilla on vielä kantokykyä tartuntapituuden ulkopuolella. [6.]

Kuormanvaihtokertojen lukumäärän ollessa 290 000 betoniterästangon 1 venymät putosivat rajusti eli sen voidaan olettaa murtuneen. Koekappaleella oli kantokykyä vielä kuormanvaihtolukuun 292 817 asti, jolloin betoniterästangot 8, 9, 10 ja 12 murtuivat ja loput betoniterästangot myötäsivät. Ensimmäisten betoniterästankojen murtuessa koekappaleen taipumassa ei havaittu merkittävää kasvamista, vasta kuormanvaihtoluvun ylittäessä 285 000 taipuma alkoi kasvaa nopeasti. Tätä ennen taipuma pysytteli alle 10 mm eli alle $L/200$. Taipuma murtotilanteessa oli 66 mm eli noin $L/30$. [6.]



Kuva 14. Lähteen [6, s. 90] erään koekappaleen väsymismurtuneet teräksset.

Kuvassa 15 on murtunut koekappale valokuvattuna alaspäin. Kuvasta huomataan, että lopullinen murtuma ei ole suora, vaan seurailee betoniterästankojen väsymismurto-kohtien muodostamaa linjaa. Tässä huomataan tilastollisuuden vaikutus, eri betoniterästankojen väsymisen kannalta heikoimmat kohdat sijaitsevat tangoissa satunnaisesti. Lisäksi kuvassa huomataan pituussuuntainen halkeama oikeassa reunassa, kyseinen halkeama on syntynyt poikkisuuntaisesta taivutusmomentista. [6.]



Kuva 15. Murtunut koekappale kuvattuna alaspäin. [6, s. 190.]

Kuvassa 16 on koekappaleen murtunut betoniterästanko numero 4. Sileä osa on väsymisvaurioitunutta aluetta, sen pinta-ala on noin 75 % poikkileikkauksen pinta-alasta. Koekappaleen väsymismurtuneiden betoniterästankojen väsymisvaurioiden pinta-alat olivat välillä 30–85 %. Väsymisvaurioiden pinta-alojen suuret vaihtelut kuvaavat rakenteen kykyä jakaa kuormituksia. [6.]



Figure B.56 Reinforcing bar No 4, part a, in beam 2,0B. Large fatigue damaged area, 75 % of the fracture surface.



Figure B.57 Reinforcing bar No 4, part b, in beam 2,0B.

Kuva 16. Koekappaleen väsymismurtunut betoniterästanko numero 4. [6, s. 192.]

Esimerkistä voidaan huomata, että ensimmäisen betoniterästangon väsymismurtumasta on vielä pitkä matka koko kappaleen kantokyvyn menetykseen, tässä tapauksessa noin kolmasosa väsymisiästä. Toinen mielenkiintoinen tulos kokeesta on se, että betoniterästanko numero 2 murtui kahdesta paikasta. Lisäksi kokeen monessa kohdassa on havaittavissa väsymiseen liittyvien tekijöiden tilastollisuus. [6.]

Murtotapahtumaa voidaan verrata koekappaleen kanssa identtisen kappaleen staattiseen murtokokeeseen. Staattisessa kokeessa kappaleen kantokyvyn menetys tapahtui leikkausmurtona, murtokuorman suuruus oli 455 kN. Mittauksista todettiin kuitenkin, että murren tapahtuessa vetopuolen betoniterästangot olivat myötäneet palkin keskellä. Koekappaleen molempiin päihin syntyivät leikkaushalkeamat. Ensimmäinen leikkaushalkeama syntyi 400 kN kuormalla, joka oli noin 88 % murtokuormasta. Tätä ennen taipumat olivat kasvaneet lähes lineaarisesti noin 12 mm. Ensimmäisen leikkaushalkeaman jälkeen taipumien kasvu kiihtyi. Lopullinen taipuma oli palkin keskellä noin 30 mm eli luokkaa $L/67$. [6.]

Verrattaessa väsymiskoetta staattiseen kokeeseen huomataan, että murtotyyppi oli erilainen. Staattisen kokeen koekappale murtui leikkauksen ja taivutuksen yhteisvaikutuksesta ja väsymiskokeen koekappale taivutuksesta. Lopputaipuma staattisessa kokeessa oli alle puolet väsymiskokeen lopputaipumasta. Taipumat pysyivät molemmissa kokeissa pieninä, kunnes ne murtoa lähestyttäessä alkoivat nopeasti kasvaa. [6.]

Koekappaleiden koekuormituksista voidaan selvittää ilmiöitä, joita rakenteissa tapahtuu ennen väsymismurtoa ja sen aikana. Todellisten rakenteiden murtotapahtuma ei ole aina samanlainen kuin koekappaleen. Lähteen [14, s. 68–69] mukaan syitä tähän ovat:

- Väsymiskestävyys on tilastollisen suureen alaraja-arvo. Mikäli betoniterästen lukumäärä on suuri, väsymiskestävyys laskettu arvo on lähempänä heikoimman betoniterästangon kestävyyttä.
- Pitkät betoniterästangot voivat katketa useasta kohdasta.
- Todellisessa sillassa suuri osa jännitysvaihteluista on pienempiä kuin koetilanteiden jännitysvaihtelut.

Lisäksi koetilanteissa on vaikea huomioida ajan vaikutusta. Betonin monet aikariippuvaiset ominaisuudet jäävät huomiotta, kun koekappaleen väsymiskoe kestää kerta-luokkia lyhyemmän ajan kuin todellisten rakenteiden väsyminen. Myös koekappaleiden ja todellisten rakenteiden mittasuhteissa on eroja, joilla saattaa olla vaikutusta väsymismurtotapaan ja väsymiskestävyyteen. Lisäksi on huomattava, että todellisten siltarakenteiden kuormitus on paljon moninaisempi kuin tavallisesti väsymiskokeissa käytettävät kuormitukset.

2.4.2 Teräsbetonin väsyminen leikkausrasituksen alaisena

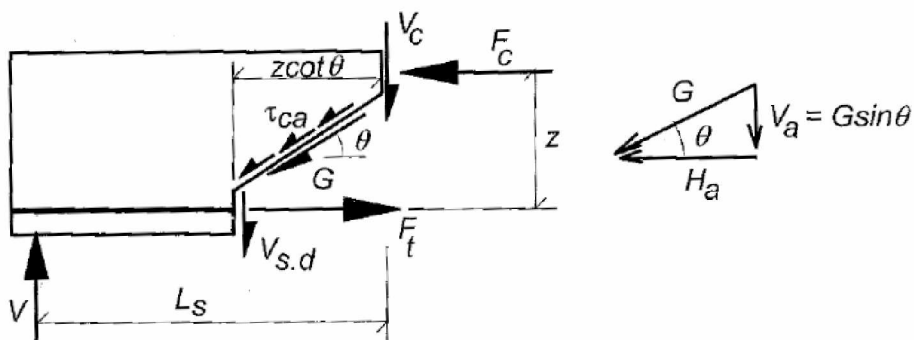
Rakenteen toiminta leikkausrasituksen alaisena riippuu siitä, minkälainen rakenne on kyseessä. Yleensä rakenteet jaetaan leikkausraudoittamattomiin ja -raudoitettuihin rakenteisiin. Edelliseen kuuluvat esimerkiksi suurin osa laattarakenteista ja jälkimmäiseen suurin osa palkkirakenteista. Leikkausraudoittamattomissa rakenteissa betonin kapasiteetin tulee olla riittävä leikkausrasitusten kantamiseen, kun taas leikkausraudoitetuissa rakenteissa leikkausraudoitus antaa rakenteelle pääosan sen leikkaukskapasiteetista.

Leikkausraudoittamaton rakenne

Suurin osa laattasilloista kuuluu leikkausraudoittamattomiin rakenteisiin eli niissä ei ole erillistä hakaraudoitusta, jonka tarkoitus olisi ottaa vastaan leikkausrasitukset. Lähteen [38] mukaan leikkausraudoittamattoman laatan väsymismurto on samanlainen kuin vastaava staattinen murto. Samaan tulokseen ovat lähteen [6, s. 9] mukaan tulleet myös muut tutkijat.

Seuraavassa olevassa kuvassa on esitetty leikkaushalkeama ja sen voimakomponentit sivultapäin katsottuna lähteen [27, s. 244] mukaan. Halkeamat alkavat läheltä neutraaliakselia. Ne ovat vinoja ja seuraavat puristavia pääjännityksiä. Tukien lähellä leikkaushalkeamat muodostavat sivulta katsottuna viuhkamaisen kuvion, jossa halkeamat ovat lähempänä toisiaan palkin yläreunassa kuin alareunassa.

Haljenneessa poikkileikkauksessa on siis kolme voimakomponenttia, jotka on esitetty kuvassa 17. Ne ovat puristetun korkeuden kapasiteetti halkeamien yläpuolella V_c , pääterästen vaarnavaikutuksen kapasiteetti $V_{s,d}$ ja halkeaman vaarnavaikutuksen kapasiteetti V_a .



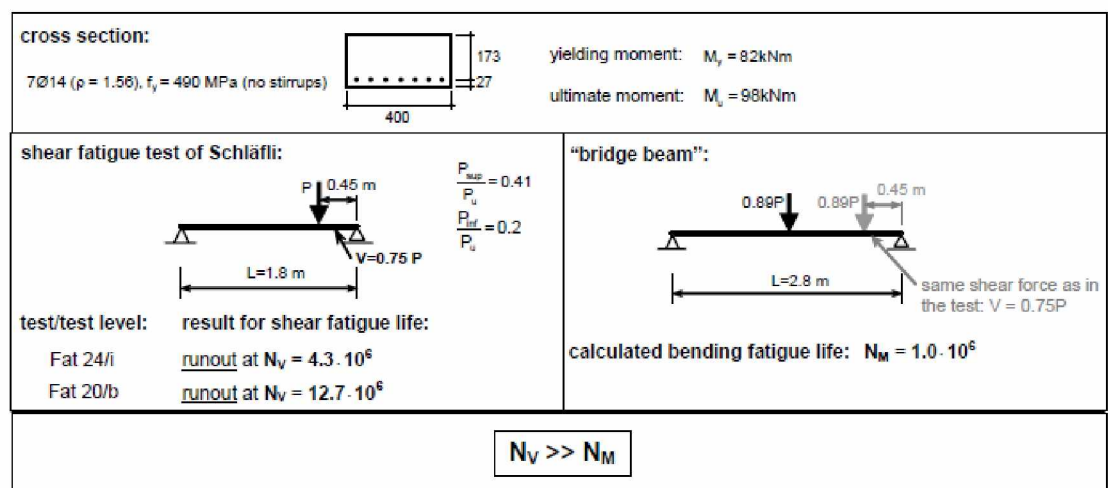
Kuva 17. Leikkausraudoittamattoman rakenteen toimintaperiaate. [27, s. 244.]

Halkeamien vaarnavaikutuksen osuutta ei tunneta tarkasti. Sen olemassaolon edellytyksenä on kuitenkin pääterästen riittävä ankkurointi ja se, että vetoteräksset eivät

myötä, jotta halkeamien leveys ei pääse kasvamaan [27, s. 246–247]. Halkeamien vaarnavaikutuksen voisi olettaa väsyttävän kuormituksen alaisena pienenevän, koska halkeamapinnat ovat vaihtuvan kuormituksen alaisena pienessä liikkeessä toistensa suhteen. Tämä liike aiheuttaa niissä olevien epätasaisuuksien vähittäistä hioutumista, joten kitkan vaikutus jää koko ajan pienemmäksi.

Lähteen [14, s. 59–60] mukaan Schläflin tekemissä kokeissa, joissa kuormitettiin leveitä palkkeja pääasiassa leikkauksella, havaittiin, ettei leikkausväsymismurtoa tapahtunut, jos suurin kuormitus oli alle 40 % maksimikapasiteetista. Ne koekappaleet, joita kuormitettiin tätä suuremmalla kuormalla, murtuivat pitkittäisten betoniterästankojen väsymismurtoon lähellä leikkaushalkeamia. Koekappaleiden jännemitan suhde korkeuteen oli yhdeksän ($L/h = 9$).

Samassa lähteessä kritisoidaan Schläflin koeasetelman vastaavuutta todellisiin siltoihin. Koeasetelman jännemittaa kasvatettiin laskennalliseen siltapalkkiin, jonka jännemitan suhde korkeuteen oli 14 ($L/h = 14$). Tämä vastaa paremmin lyhyen siltapalkin jännemitan suhdetta korkeuteen. Schläflin kokeessa koekappaletta kuormitettiin siten, että pistekuorma sijaitsi lähellä tukea, jolloin rakenteeseen kohdistuu suuri leikkaurasitus. Laskennallisen siltapalkin kuormitus on valittu siten, että leikkauravoima on sama kuin koekappaleella.



Kuva 18. Väsymisiin vertailu leikkaus- ja taivutusrasitetun rakenteen välillä. [14, s. 60.]

Kuvassa 18 on esitetty vasemmalla puolella Schläflin kokeen asetelma ja oikealla laskennallinen siltapalkki. Kuvan yläreunassa on esitetty koekappaleiden ja laskennallisen siltapalkin poikkileikkaus.

Väsymisikä taivutukselle oli laskennallisessa siltapalkissa 10^6 kuormituskertaa. Koekappaleella ei tapahtunut väsymismurtoa suurillakaan kuormituskertojen lukumäärällä. Tämän perusteella voidaan todeta että, jos kuormitus asetetaan taivutukselle kriittiseen paikkaan, se aiheuttaa taivutusväsymismurron. Tämä taivutusväsymismurto tapahtuu aikaisemmin kuin leikkaurasväsymismurto vastaavalla kuormituksella, joka on asetettu leikkaukselle kriittiseen paikkaan. Koska rautatiesilloilla liikennekuormat ovat liikkuvia (akselikuormia), niin taivutusväsymisen voidaan päätellä olevan yksi-

aukkoisilla leikkausraudoittamattomilla rautatiesilloilla kriittisempi kuin leikkausväsymisen. [14, s. 59–60.]

Tavanomaiset rakenteet voivat kuitenkin murtua taivutuksen ja leikkauksen yhteisvaikutuksesta. Murtotapahtuma alkaa, kun leikkaus- ja taivutushalkeama kohtaavat. Halkeaman leveys kasvaa niin suureksi, että se ei pysty siirtämään lainkaan leikkausvoimaa. Tämän seurauksena alapinnan pääterästen jännitysvaihtelut kasvavat ja lopulta ne murtuvat. Lopullisen kantokyvyn menetyksen aiheuttaa poikkileikkauksen yläreunan betonin murtuminen puristusrasituksen alaisena. [37, s. 159–161.]

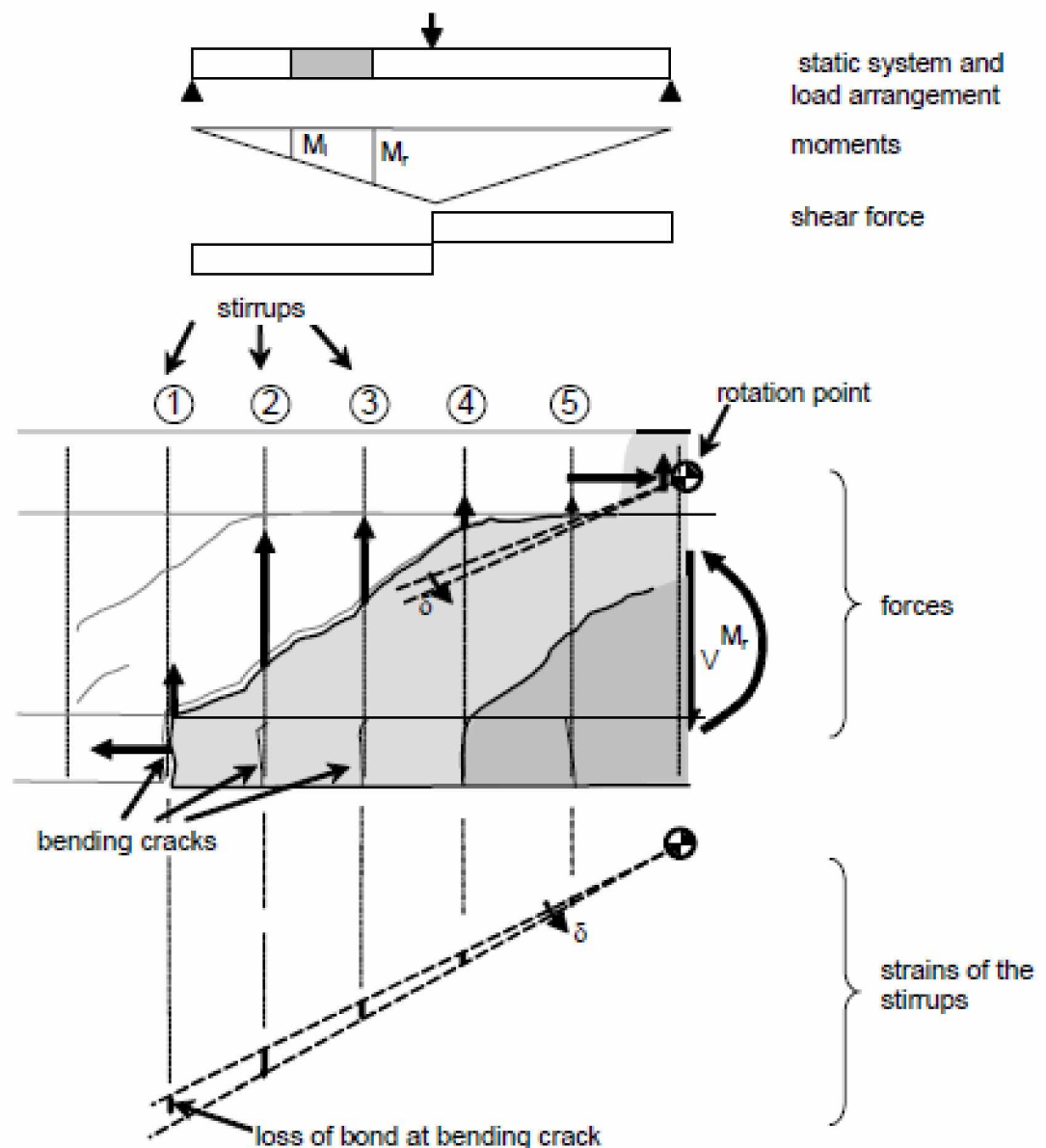
Leikkausraudoitettu rakenne

Leikkausraudoitettuja rakenteita ovat useimmat palkit. Tiukentuneet suunnittelumääräykset ovat johtaneet myös joidenkin laattasiltojen leikkausraudoittamiseen [38]. Leikkausraudoituksena toimii useimmiten hakaraudoitus. Vanhoissa rakenteissa esiintyy lisäksi ylöstaivutettuja pääteräksiä, jotka toimivat leikkausraudoituksena. Kuten leikkausraudoittamattomassa rakenteessa, myös leikkausraudoitetussa rakenteessa väsymismurtomekanismit ovat leikkausrasituksen alaisena samanlaiset kuin vastaavissa staattisissa tapauksissa.

Leikkausraudoituksella ei ole juurikaan vaikutusta halkeamien avautumiseen, mutta niiden avauduttua suurin osa leikkausvoimasta välittyy leikkausraudoituksen avulla. Halkeamien avauduttua leikkausraudoitettua rakennetta voidaan tarkastella ristikkomallin avulla. Vähitellen halkeamaleveydet kasvavat, halkeamat pitenevät ja betoniterästen venymät kasvavat. Lopulta saavutetaan tilanne, jossa leikkaushaavat myötäävät tai betoninen puristusdiagonaali murtuu. Betonin puristumurtuminen ei tavanomaisilla siltarakenteilla ole kriittinen johtuen rakenteiden mittasuhteista, vaan yleensä murtoon johtaa leikkaushakojen myötääminen. [27.]

Lähteen [6, s. 8–9] mukaan leikkausraudoitettuja palkkeja tutkiessaan Westerberg havaitsi, että suhteellisen pienillä kuormanvaihteluilla leikkausraudoitettu ja -raudoittamaton rakenne kestivät yhtä suuren väsymiskuorman suhteessa staattiseen kuormaan. Leikkausraudoitetuilla rakenteilla voidaan siis olettaa, että leikkausväsymismurtoa ei tapahdu, jos maksimikuormitus pysyy alle 40 prosentin poikkileikkauksen maksimikapasiteetista.

Poikkileikkauksen leveydellä on merkittävä vaikutus leikkausväsymiskestävyyteen leikkausraudoitetuilla rakenteilla. Suurempi leveys eli laattamainen rakenne, johtaa suurempiin halkeamaväleihin kuin pienempi leveys. Suuremmilla halkeamaväleillä betonin puristusdiagonaalit ovat loivempia ja poikkileikkaukseltaan suurempia. Nämä seikat johtavat siihen, että yksi haka lävistää vähemmän halkeamia, joten hakaraudoitteessa on pienemmät jännitykset ja väsymismurron todennäköisyys pienenee. [14.]



Kuva 19. Leikkaushakojen toiminnan kinematiikka leikkauksen ja taivutuksen alaisessa poikkileikkauksessa. [14, s. 62.]

Lähteen [14, s. 61–62] mukaan leikkaushaahan väsymismurtuma tapahtuu aina haan pystysuoralla osalla. Tarkastelu perustuu leikkaus- ja taivutusrasitetun palkin osan kinematiikan tutkimiseen. Kuvassa 19 on esitetty leikkaushakojen toiminnan kinematiikka. Haan numero 1 tartunta on menetetty taivutushalkeaman vuoksi, joten se ei pysty ottamaan vastaan suurta pystysuuntaista leikkausvoimaa. Haat 3, 4 ja 5 ovat lähempänä kiertokeskiötä kuin haka 2, joten niissä ei ole yhtä suurta venymää. Tästä voidaan päätellä, että rasitetuin haka on numero 2 ja nimenomaan sen suora osuus. Toisin sanoen väsymismurtuminen tapahtuu hakateräksen pystysuoralla osalla. Suunnitteluohjeissa, esimerkiksi standardissa SFS-EN 1992-1-1 [10] ja Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B4 [21] on ohjeistettu käyttämään taivutetuille teräksille pienennettyä väsymiskestävyyden arvoa. Edellisen perusteella tämä ei kuitenkaan olisi hakateräksille tarpeellista.

Edellä esitetyn perusteella lähteessä [14, s. 61–63] on päädytty siihen, että tavanomaisilla siltarakenteilla, kuten pituussuuntaisilla palkeilla ja kansilaatoilla voidaan taivutusväsymistä pitää väsymisiän kannalta kriittisempänä sekä leikkausraudoittamattomilla että -raudoitetuilla rakenteilla. Myös lähteen [6] kokeellisen tutkimuksen tulokset tukevat tätä. Sama lähestymistapa on otettu käyttöön myös lähteessä [19].

2.4.3 Teräsbetonin väsyminen läpileikkautumisen yhteydessä

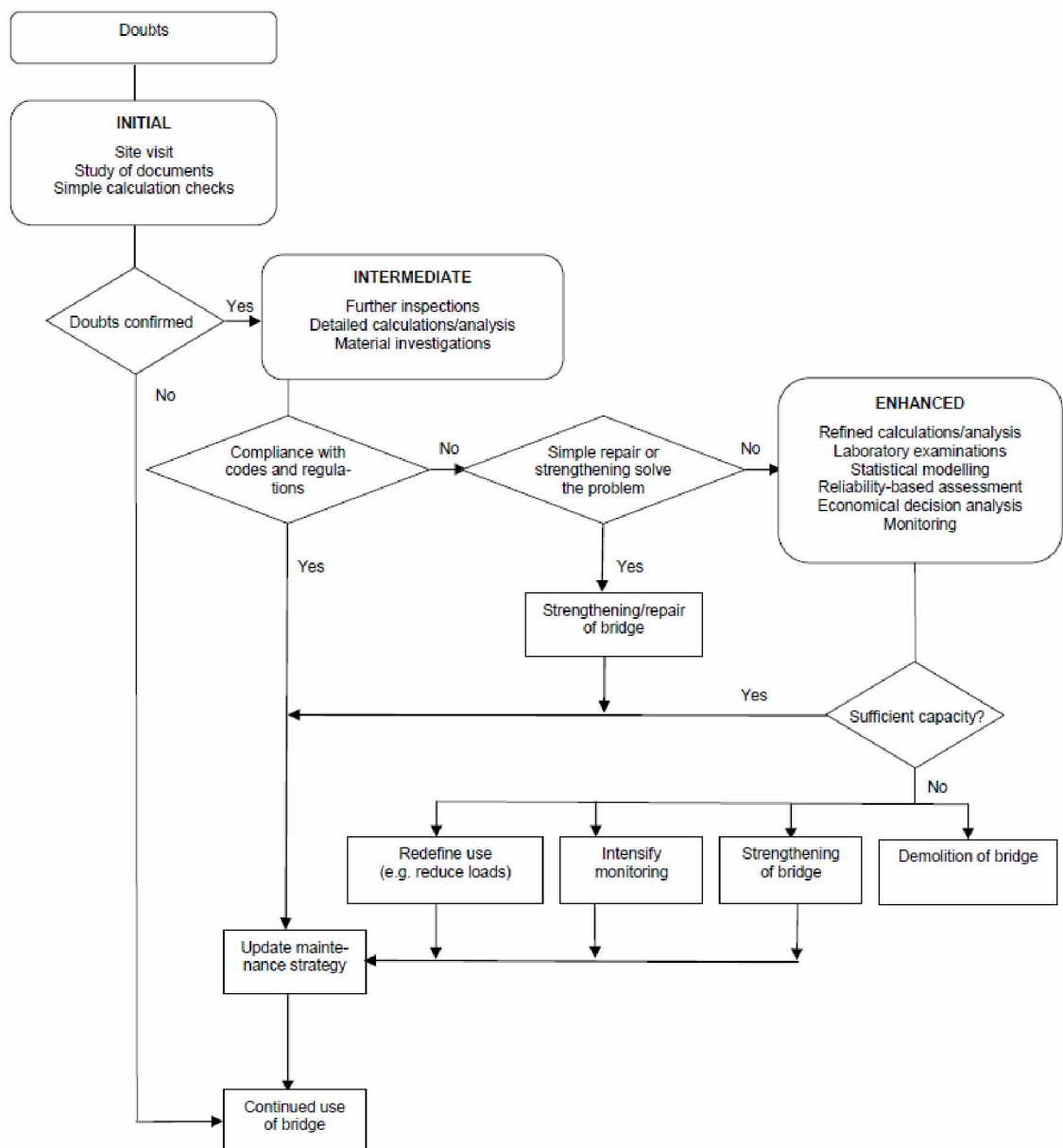
Läpileikkautuminen voi tapahtua laattarakenteissa pistemäisten kuormien yhteydessä. Esimerkkejä tällaisista kuormista ovat pyöräkuormat tai tukireaktiot pilareiden ja laakereiden kohdalla. Pyöräkuorman aiheuttamaa läpileikkautumista on tutkittu melko paljon ja teräsbetonisten rakenteiden käyttäytymisen on todettu riippuvan merkittävästi kuormituksen ominaisuuksista. Väsymiskestävyys on kokeissa ollut paras, kun on ollut kyseessä paikallaan pysyvä ja amplitudiltaan muuttumaton väsyttävä kuorma. Suurin väsyttävä vaikutus on todettu olevan jaksoittain liikkuvalla muuttuvalla kuormalla. Tasaisesti liikkuvan pyöräkuorman väsyttävä vaikutus sijoittui edellisten välille. Väsymisikien erot olivat jopa 1000-kertaisia. [41.]

Pyöräkuorman aiheuttama läpileikkautuminen on kriittisintä ohuilla rakenteilla, joilla on ohut kuormaa jakava päällyste. Tässä työssä ei keskitytä läpileikkautumisen aiheuttamaan murtumiseen, koska rautatiesilloilla voidaan olettaa tukikerroksen jakavan kuormituksen niin laajalle alueelle kansilaattaan, että pistemäistä väsyttävää kuormitusta ei synny. Tukialueilla rakenteet taas ovat yleensä niin paksuja, että väsymisen aiheuttama läpileikkautuminen ei ole todennäköistä. Murtorajatilassa läpileikkautuminen on kuitenkin tarkastettava.

3 Teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymis- tarkastelut

3.1 Yleistä

Olemassa olevien rakenteiden varmuustarkastelu jaetaan yleensä tarkkuuden mukaan erilaisiin vaiheisiin. EU:n rahoittaman Sustainable Bridges projektin mukaan tarkastelu voidaan jakaa kolmeen vaiheeseen. Kuvassa 20 on esitetty vuokaavio olemassa olevien rautatiesiltojen tarkasteluvaiheista kyseisen projektin mukaan. [19, s. 27.]



Kuva 20. Mitoitusmenettelyn periaatteet olemassa oleville rautatiesilloille. [19, s. 27.]

Alkuvaiheen tarkastelut perustuvat siltapaikalla käyntiin, lähtötietoihin tutustumiseen ja yksinkertaisiin laskennallisiin tarkastuksiin. Seuraavassa vaiheessa siltapaikalla suoritetaan mittauksia ja laskentamallia tarkennetaan. Tämä vaihe vastaa tarkkuudeltaan lähinnä normien tai standardien mukaista mitoitusta. Mikäli rakenne ei täytä normien vaatimuksia, voidaan rakennetta vahventaa tai analyysiä tarkentaa. Tarkimmat analyysimenetelmät ovat tilastollisia malleja, joihin yhdistetään luotettavuusanalyysit. Niiden avulla rakenteelle voidaan laskea varmuustaso ja vaurion todennäköisyys sekä jakauma. [19, s. 25–26.]

Alkuvaiheen tarkasteluihin kuuluvassa siltapaikalla käynnissä suoritetaan silmämääräisiä tarkastuksia sillasta. Tarkastetaan esimerkiksi onko sillassa näkyvää korroosiota, halkeilua tai rapautumista ja onko silta mitoiltaan vanhojen piirustusten mukainen. Ensimmäiset laskennalliset tarkastukset ovat yksinkertaisia, kokeellisiin tuloksiin pohjautuvia varmuustarkastuksia.

Lähteessä [19, s. 168] on esitetty seuraavat tarkastukset. Ensimmäinen kaava on taiputusmomentille ja jälkimmäinen kaava leikkausvoimalle. Niissä verrataan kuormituksen aiheuttamaan maksimivoimasuuretta poikkileikkauksen kestävyYTEEN.

$$n_{\text{fat}} = \frac{F_{\text{fat,max}}}{0,5F_{\text{ult}}} \leq 1,0 \text{ tai} \quad (11)$$

$$n_{\text{fat}} = \frac{F_{\text{fat,max}}}{0,4F_{\text{ult}}} \leq 1,0, \quad (12)$$

joissa n_{fat} on käyttöaste väsymykselle, F_{ult} on murtorajatilan kestävyys, joka lasketaan käyttäen epälineaarista analyysia ja materiaaliominaisuuksia sekä asiaan kuuluvia materiaalien osavarmuuslukuja. $F_{\text{fat,max}}$ on väsytkuorman maksimivaikutus, jossa on otettu huomioon liikennekuormien lisäksi pysyvät kuormat ja lämpötilakuormat. Lämpötilakuormista käytetään tavanomaisia arvoja, jolloin lämpötilakuorma kerrotaan eurokoodien mukaisella yhdistelykertoimella ψ_1 , jonka arvo on 0,6 [42]. Edelliset kaavat pohjautuvat kokeellisiin tuloksiin, joita on esitetty esimerkiksi kappaleissa 2.3.2 ja 2.4.2.

Murtorajatilan kestävydet voidaan laskea esimerkiksi Response-2000 ohjelmalla. Kyseinen ohjelma laskee poikkileikkauksen kestävyden muunnettuun puristuskenttä-teoriaan pohjautuen (modified compression field theory, MCFT). Teorialla kyetään laskemaan erityisesti teräsbetonipoikkileikkauksen leikkauskestävyys paremmin kuin normien menetelmillä. [43.]

Ensimmäisen vaiheen tarkastukset ovat yksinkertaisia ja helppoja suorittaa. Jos rakenne täyttää tässä vaiheessa tehtyjen tarkastelujen vaatimukset, voidaan sen käyttöä jatkaa normaalisti. Jos vaatimukset eivät täyty, siirrytään tarkastelussa keskimäiseen vaiheeseen, johon tässä työssä keskitytään.

Keskimmäisen vaiheen tarkastelut perustuvat pääasiassa voimassa oleviin ohjeisiin ja normeihin. Tässä vaiheessa voidaan suorittaa lisää mittauksia ja tarkastuksia sillalle. Vähintään sillan ja siihen liittyvien rakenteiden mittojen tarkastus on hyvä tehdä, jotta saadaan selville rakenteiden todelliset dimensiot ja omat painot. Lisäksi olisi hyvä hankkia tietoa betonin todellisesta puristuslujuudesta ja rakenteen halkeamati-
lasta.

Betonin puristuslujuus voi olla hyvinkin paljon suurempi kuin lujuusluokan mukainen lujuus. Lähteen [5, s. 59–60] mukaan Ruotsissa tehdyissä tutkimuksissa havaittiin, että betonin puristuslujuus oli keskimäärin 70 prosenttia enemmän kuin suunnittelulujuus, tulosten hajonta oli kuitenkin suuri. Lujuuksina ero oli 21 N/mm^2 ja keskihajonta 14 N/mm^2 . Tutkimuksessa perustui kahdenkymmenen vuosina 1931–1962 rakennetun sillan tutkimuksiin. Uudemmillä silloilla lujuuden kasvun todettiin olevan pienempää.

Rakenteen kuormitushistoria kannattaa selvittää mahdollisimman tarkasti. Voidaan esimerkiksi hankkia tietoja rataosan liikennemääristä ja tyyppillisistä junista. Rakennemalli voi perustua edelleen kimmoteoriaan. Mitoitusmenettelynä on osavarmuuslukumenettely, joka vastaa periaatteiltaan uusien rakenteiden mitoittamista.

Keskimmäisen vaiheen tulosten perusteella päätetään jatkotoimenpiteistä. Mikäli silta täyttää vaatimukset, voidaan sen käyttöä jatkaa. Tulosten perusteella on suositeltavaa laatia sillan ylläpitoa varten tarkennettu suunnitelma. Jos silta ei täytä vaatimuksia, on tarjolla kaksi vaihtoehtoa. Jos sillan korjaus- tai vahventamiskustannukset eivät ole suuret, siltaa voidaan parantaa vastaamaan vaatimuksia. Jos korjaus- tai vahventamiskustannukset tulisivat olemaan suuria, voidaan suorittaa vielä tarkempi tilastollisiin menetelmiin pohjautuva analyysi ja lisätä sillan tarkkailua.

Tarkimmassa vaiheessa tarvitaan yksityiskohtaista tietoa todellisesta rakenteesta. Rakenteen materiaaliominaisuuksia selvitetään laboratoriokokein, koekuormituksista tehdään mittauksia ja rakenteesta laaditaan mahdollisimman hyvin todellisuutta vastaava rakennemalli. Rakenteen mittausten perusteella voidaan selvittää esimerkiksi todellinen dynaaminen suurennuskerroin. Tuloksia analysoidaan tilastollisesti ja niiden perusteella päätetään rakenteen tarkennetusta seurannasta, vahventamisesta tai uusimisesta. Tilastollisissa analyysimenetelmissä saadaan tuloksena esimerkiksi rakenteen vaurioitumistodennäköisyys tietyllä aikavälillä. Tässä työssä ei käsitellä tilastollisia menetelmiä tarkemmin, vaan keskitytään keskimmäisen vaiheen tarkasteluihin. Lisää tietoa tilastollisten menetelmien soveltamisesta rautatiesiltoihin löytyy esimerkiksi EU:n rahoittaman Sustainable Bridges projektin kotisivuilta tai JRC:n eurokoodien taustadokumentista *Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of the Remaining Fatigue Life*. [19; 44.]

3.2 Kuormat ja dynaamiset vaikutukset

3.2.1 Kuormat

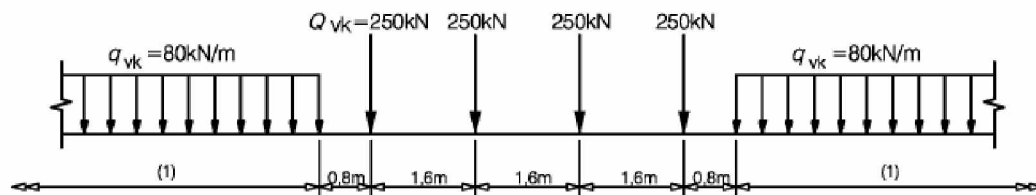
Rautatiesiltoihin kohdistuvia kuormia ovat rakenteen oma paino, luonnonkuormat ja liikennekuormat. Näistä väsymistä aiheuttavat erityisesti liikennekuormat. Luonnonkuormilla on väsyttävää vaikutusta vain erikoistapauksissa, kuten joissakin köysirakenteissa. Rakenteen oman painon vaikutus on merkittävä betonin väsymisen kannalta, koska betonin minimijännitystaso vaikuttaa väsymiskestävyyteen.

Kuormakaavio 71

Rautatiesiltojen laskentakuormana käytetään yleisesti kansainvälisen rautatieyhtiöiden yhteistyöjärjestön (UIC) ohjeiden mukaista kuormakaaviota UIC71, joka on sama kuin eurokoodin kuormakaavio 71. Kuormakaavio 71:n ominaisarvot on esitetty kuvas-

sa 21. Ominaisarvot vastaavat suurinta sallittua akselipainoa 22,5 tonnia. Mikäli rataosan suurin sallittu akselipaino eroaa 22,5 tonnista, käytetään sovituserroa α . Silällä kerrottua kuormakaaviota kutsutaan luokitelluksi kuormakaavioksi. [45.]

Kuormakaaviota 71 käytetään uusien rakenteiden mitoituksessa sekä eurokoodissa että nykyisissä mitoitusohjeissa. Kuormakaavio 71 on muodostettu siten, että se edustaa maksimikuormaa. Tämän takia sen käyttö sellaisenaan väsymismitoitukseen ei käy, vaan sitä on sovitettava kertoimilla vastaamaan todellisen junaliikenteen aiheuttamia vaikutuksia.



Selite
(1) rajoituksetta

Kuva 21. Standardin SFS-EN 1991-2 mukainen kuormakaavio 71-22,5. [45.]

Todelliset junat

Väsymismitoituksessa voidaan käyttää todellisiin juniin pohjautuvia malleja kuormituksena. Standardin SFS-EN 1991-2 liitteen D [45] väsytyksen ja niistä muodostetut liikenteen koostumukset on esitetty liitteessä 1. Eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä perustuu liitteen 1 juniin ja liikenteen koostumuksiin. Eurokoodin mukaiset junatyypit eivät suoraan sovellu käytettäväksi suomalaiseen rataliikenteeseen. Tämän vuoksi Suomessa on tarkoitus muokata ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän kertoimia soveltumaan suomalaisiin mitoitusjuniin ja liikenteen koostumukseen [46]. Suomalaiset mitoitusjunat ja liikenteen koostumus on esitetty liitteessä 2.

Olemassa olevien siltojen tarkasteluissa on myös tarpeellista selvittää aikaisemmin esiintyneitä junatyyppejä ja niiden vaikutusta. Junien akselipainot ja nopeudet ovat pääsääntöisesti kasvaneet, joten vanhojen junien aiheuttamat rasitukset ovat olleet pienempiä kuin nykyisten junien. Tämä voidaan huomioida esimerkiksi ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän kertoimissa. [45; 47; 48.]

Palmgren–Minerin menetelmää sovellettaessa tarvitaan tietoa eri aikakausien junatyypeistä ja niiden akselipainoista. Tässä työssä on hyödynnetty lähteessä [48] aikakausittain esitettyjä ominaisjunia. Nämä ominaisjunat on esitetty tämän työn liitteessä 3. Liitteessä 3 esitetyt ominaisjunat eroavat eurokoodin väsytyksen ja suomalaisista mitoitusjuniin siinä, että ne edustavat aikakauden junia yleisesti eli kullekin aikakaudelle on esitetty henkilö- ja tavarajuna ja niiden määrät rataosittain.

Junat on esitetty 25 vuoden aikakausissa, jotka ovat 1898–1922, 1923–1947, 1948–1972 ja 1973–1997. Tutkimus on julkaistu vuonna 1988 ja vuodesta 1985 alkaen junat perustuvat arvioihin. Tämä aiheuttaa ongelmia niiden sovittamisessa RSO:n liikennemäärien aikakausijakoon, joka on tehty 25 vuoden jaksoissa vuodesta 1900 eteen-

päin. Tässä työssä ei ole muutettu junia vaan on oletettu, että kahden vuoden ero on merkityksetön.

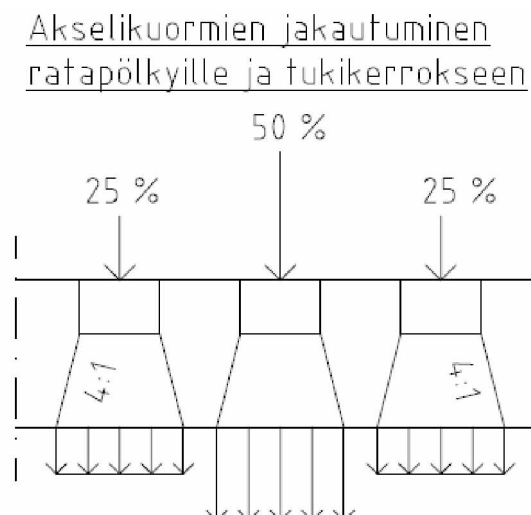
Toinen piirre tutkimuksen ominaisjunissa on se, että niissä on mukana tyhjiä vaunuja [49]. Eurokoodin väsytyksen ja suomalaisissa mitoitusjunissa ei ole mukana tyhjiä vaunuja. Tämä vaikuttaa jonkin verran tässä työssä laskettuihin vauriosummiin ja k-kertoimiin.

Joissakin erityistapauksissa voidaan tietää kuormitushistoriassa esiintyneet todelliset junat. Esimerkiksi kaivokselle johtavan radan, jota käytetään malmin kuljetukseen, kuormitus voi olla mahdollista selvittää hyvinkin tarkasti. [19.]

Liikennekuormien jakautuminen

Teräsbetonisilla rautatiesilloilla on lähes aina tukikerros, joka jakaa akselikuormia alla olevalle kantavalle rakenteelle. Akselikuorma vaikuttaa kiskon yläpinnassa, josta kuorma siirtyy raiteen kautta ratapölkylle. Koska raiteella on jäykkyyttä, akselikuorma jakautuu useammalle ratapölkylle. Niiden kautta kuorma siirtyy tukikerrokseen, jossa se välittyy edelleen kantavalle rakenteelle, kuten kansilaatalle. Kuorman jakautumista raiderakenteessa ei tarkasti tunneta ja sitä on vaikea mallintaa, joten suunnitteluohjeissa on esitetty yksinkertaistuksia jakautumisen laskentaan.

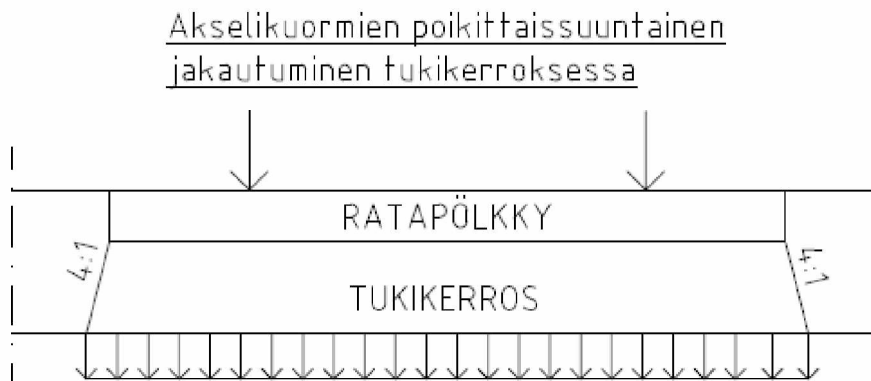
Rautatiesiltojen kuormaohjeessa [50] ja standardissa SFS-EN 1991-2 [45] annetut ohjeet liikennekuorman jakautumisesta ovat lähes samanlaiset. Akselikuormasta 50 prosenttia oletetaan sen alla olevalle pölkylle ja 25 prosenttia kummallekin viereiselle pölkylle. Jos tukikerros on raidesepeliä, kuormat jakautuvat sekä pituus- että poikisuuntaan kaltevuudessa 4:1. Näiden ohjeiden mukainen akselikuormien jakautuminen on esitetty kuvassa 22. Standardissa SFS-EN 1991-2 on lisäksi maininta, että tarkasteluissa pituussuuntainen kuorma voidaan jakaa tasaisesti. Tätä oletusta käytettäessä laskelmat yksinkertaistuvat. Oletusta ei kuitenkaan ole tässä työssä käytetty.



Kuva 22. Akselikuormien jakautuminen ratapölkylle ja tukikerrokseen.

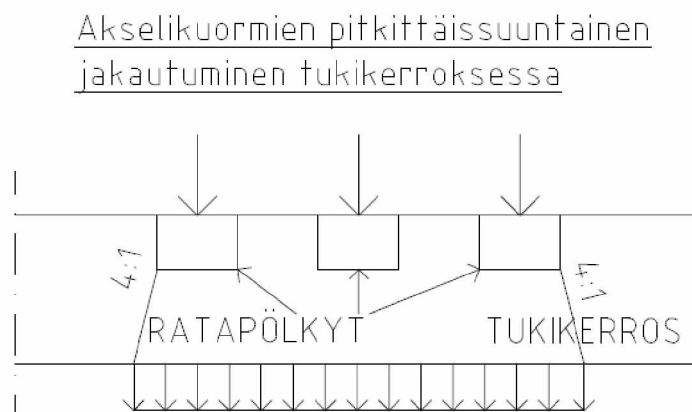
Ratapölkkyjen välillä tapahtuvan jakautumisen huomioiminen laskennallisesti on työlästä tarkasteltaessa liikkuvaa akselikuormaa, joten tässä työssä on käytetty liikennekuormien jakautumisen arviointiin seuraavanlaista mallia. Poikittaissuunnassa kuor-

man jakautuminen on oletettu tasaiseksi alueelle, jonka leveyden laskemisperiaate on esitetty kuvassa 23.



Kuva 23. Akselikuorman poikittaisen jakautumisen mallintaminen.

Pituussuunnassa on oletettu, että kuorma jakautuu tasan alueelle, jonka pituus lasketaan kuvan 24 mukaisesti. Näin laskettu akselikuorma vaikuttaa suorakulmion muotoisella alueella, jonka koko riippuu tukikerroksen paksuudesta.



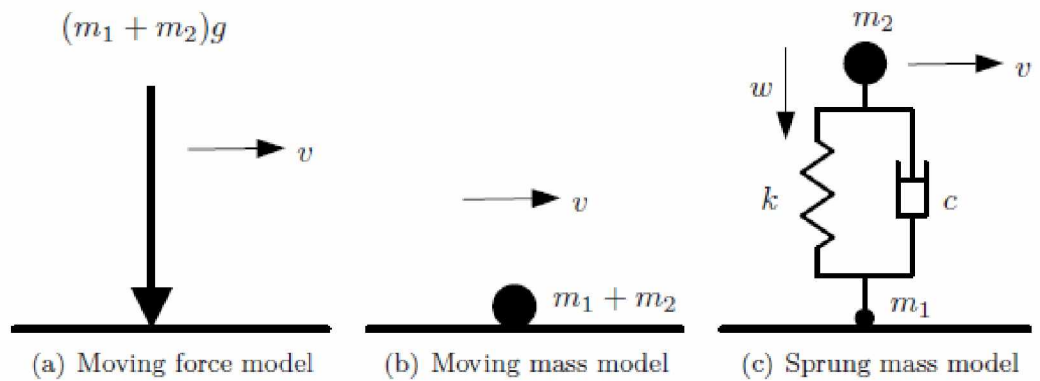
Kuva 24. Akselikuorman pitkittäisen jakautumisen mallintaminen.

Verrataan eri jakautumismallien antamia tuloksia taivutusmomentille seuraavalla esimerkillä. Tarkastellaan yksiaukkoista siltaa, jonka jännemitta on 10 m ja tukikerroksen paksuus on 550 mm. Akselikuorma, jonka suuruus on 100 kN, vaikuttaa sillan keskellä. Ratapölkyn korkeudeksi oletetaan 200 mm ja leveydeksi 300 mm. Ratapölkkyjen väliksi oletetaan 600 mm.

Standardien ja ohjeiden mukaisella jakautumisella, joka on esitetty kuvassa 22, keskipisteen taivutusmomentiksi tulee noin 225 kNm. Jälkimmäisellä eli kuvien 23 ja 24 mukaisella jakautumisella keskipisteen taivutusmomentiksi saadaan noin 229 kNm. Taivutusmomenttien arvot ovat niin lähellä toisiaan, että tässä työssä on käytetty jälkimmäistä tapaa, jossa ei oteta huomioon akselikuormien jakautumista ratapölkkyjen kesken.

3.2.2 Dynaamiset vaikutukset

Dynaamiset vaikutukset johtuvat siitä, että liikkuvan tai vaihtelevan kuorman ylittäessä rakenteen siihen syntyy kiihtyvyyksiä. Dynaamisten vaikutusten arviointia varten voidaan esittää useita malleja. Periaatteessa mallinnus voidaan suorittaa kolmella eri tasolla, jotka on esitetty kuvassa 25. Ensimmäistä mallia kutsutaan liikkuvan voiman malliksi. Siinä käytetään kuormana liikkuvaa voimaa, jonka suuruus on vakio. Keskimäinen malli ottaa huomioon liikkuvan massan hitauden. Lähteessä [51] on esitetty ratkaisu vapaasti tuetulla palkilla liikkuvan yhden massan ongelmaan. Tarkinta mallia kutsutaan jousitetun massan malliksi, josta on esitetty kirjallisuudessa useita eri versioita. [52.]



Kuva 25. Dynaamisten vaikutusten arvioinnissa käytettäviä malleja. Kuvan merkinnöissä m_1 on jousittamaton massa (teli tai pyörä), m_2 on jousitettu massa (vaunu tai sen osa), v on nopeus, w on putoamiskiihtyvyys, k on jousivakio ja c on vaimennuskerroin. [52.]

Eräs jousitetun massan malleista on niin sanottu DBTI-menetelmä (Dynamic Bridge–Train Interaction) [53]. Sillä voidaan ottaa huomioon sillan ja vaunujen ominaisuudet sekä niiden välinen yhteistoiminta. Sillan liikeyhtälö on esitetty seuraavassa kaavassa

$$\mathbf{M}_B \ddot{\mathbf{u}}_B + \mathbf{C}_B \dot{\mathbf{u}}_B + \mathbf{K}_B \mathbf{u}_B = \mathbf{f}_B, \quad (13)$$

missä $\ddot{\mathbf{u}}_B$, $\dot{\mathbf{u}}_B$ ja \mathbf{u}_B ovat sillan kiihtyvyys-, nopeus- ja siirtymävektorit. \mathbf{M}_B , \mathbf{C}_B ja \mathbf{K}_B ovat sillan massa-, vaimennus- ja jäykkyysmatriisit ja \mathbf{f}_B on voimavektori, joka sisältää staattiset ja dynaamiset kuormat, sekä sillan ja vaunujen yhteisvaikutuksesta aiheutuvat kuormat. Yhdelle junan vaunulle voidaan muodostaa seuraava yhtälö

$$\mathbf{M}_{V_k} \ddot{\mathbf{u}}_{V_k} + \mathbf{C}_{V_k} \dot{\mathbf{u}}_{V_k} + \mathbf{K}_{V_k} \mathbf{u}_{V_k} = \mathbf{f}_{V_k}, \quad (14)$$

missä $\ddot{\mathbf{u}}_{V_k}$, $\dot{\mathbf{u}}_{V_k}$ ja \mathbf{u}_{V_k} ovat vaunun k kiihtyvyys-, nopeus- ja siirtymävektorit. \mathbf{M}_{V_k} , \mathbf{C}_{V_k} ja \mathbf{K}_{V_k} ovat vaunun k massa-, vaimennus- ja jäykkyysmatriisit ja \mathbf{f}_{V_k} on voimavektori, joka sisältää staattiset ja dynaamiset vuorovaikutusvoimat vaunun ja sillan välillä. [53.]

Edellä esitellyn mallin mukaisessa tarkastelussa sillan ja vaunun välisen yhteistoiminnan kuvauksessa lähdetään liikkeelle oletuksesta, että yksittäisen akselin pyörät ovat kosketuksissa rataa, jonka kautta voimat välittyvät siltaan. Teli on jousittamaton massa ja vaunu on jousitettu massa. Toisaalta myös silta on joustava, joten sil-

taan kohdistuva kuorma ei ole vakio vaan ajan ja paikan funktio. Tämä johtaa siihen, että kaavojen (13) ja (14) yhdistämisestä muodostuva malli on ajasta riippuva, epälineaarinen ja dynaaminen. Tämänkaltaisen ongelman ratkaisu vaatii suurehkoa laskentakapasiteettia, eikä sitä ole järkevää käyttää yksinkertaisten siltojen analyysissä. [53.]

Dynaaminen suurennuskerroin

Dynaaminen suurennuskerroin tarkoittaa kerrointa, jolla staattinen kuorma on kerrottava, jotta kuorman aiheuttamat dynaamiset vaikutukset tulisivat huomioiduksi. Lähteen [54] mukaan dynaaminen suurennuskerroin voidaan määritellä kaavasta

$$\Phi = \frac{R_{\text{dyn,max}}}{R_{\text{stat,max}}}, \quad (15)$$

missä $R_{\text{dyn,max}}$ on dynaamisen kuorman maksimivaikutus ja $R_{\text{stat,max}}$ on staattisen kuorman vaikutus tarkastelupisteessä. Vaikutukseksi voidaan valita jokin voimasuure tai siirtymä. Esimerkiksi sillapaikalla tehtyihin mittauksiin perustuvassa dynaamisen suurennuskertoimen määrittämisessä kannattaa vertailtavaksi suureeksi valita taipuma, koska sitä on helppo mitata.

Dynaaminen suurennuskerroin riippuu myös ajasta ja paikasta. Esimerkiksi radassa voi olla paikallinen poikkeama, joka vaikuttaa dynaamiseen suurennuskertoimeen kunnes se korjataan. Kaavan (15) mukaisen dynaamisen suurennuskertoimen määrittelyssä on käytetty dynaamisten ja staattisten vaikutusten verhoikäyrien maksimiarvoja. Standardien ja ohjeiden dynaamisten suurennuskertoimien kaavat perustuvat tähän menettelyyn. [54.]

Dynaaminen suurennuskerroin riippuu siis hyvin monista tekijöistä. Siihen vaikuttavat esimerkiksi junan nopeus, massa, jousitus, akseliväli ja -paino, sillan jänneväli, massa, jäykkyys, vaimennus sekä radan ominaisuudet, kuten epätasaisuus ja tukikerros. [55.]

Dynaaminen suurennuskerroin lasketaan mitoitusta varten yleensä pahimmasta mahdollisesta tapauksesta. Murtorajatilán tarkastelussa tämä onkin oikea lähestymistapa. Väsymismurtorajatilassa ei kuitenkaan voida yhdistää suurinta staattista vaikutusta, joita väsymismurtorajatilassa käytettävät kuormat edustavat, ja suurinta dynaamista suurennuskerrointa. Tämän takia dynaaminen suurennuskerroin ei väsymismurtorajatilassa ole sama kuin murtorajatilassa.

Tavallisesti dynaamiselle suurennuskertoimelle voidaan käyttää suunnitteluohjeissa ja -normeissa esitettyjä erilaisia likikaavoja. Niissä muuttujina ovat voivat olla sillan jännemitta, junan nopeus ja rataosan kunto. Nämä muuttujat ovat yleensä tiedossa, joten likiarvokaavoilla dynaamiset suurennuskertoimet on helppo laskea. Likikaavoja voidaan käyttää, kun sillalla ei ole vaaraa resonanssivaikutuksille. Standardin SFS-EN 1991-2 [45] kohdan 6.4.5 dynaamisen suurennuskertoimen kaava huolellisesti kunnossapidetylle radalle on

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82, \quad 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67, \quad (16)$$

missä dynaamisen suurennuskertoimen laskennassa käytettävä määräävä pituus L_Φ saadaan standardin SFS-EN 1991-2 taulukosta 6.3N. Kaavalla ei lähteen [56, s. 8–22]

mukaan ole varsinaista teoreettista taustaa vaan se on sovitettu kuvaamaan todellisten junien aiheuttamien vaikutusten verhoikäyrää ja se on tarkoitettu käytettäväksi kuormakaavion 71 kanssa. Kaava on käytössä myös Suomen nykyisissä suunniteluohjeissa.

Standardissa SFS-EN 1991-2 on esitetty kaksi tarkempaa menetelmää dynaamiselle suurennuskertoimelle. Standardin liitteen C kaavat ottavat huomioon eniten muuttujia. Niitä ei käydä tässä työssä läpi vaan seuraavassa esitetään niistä yksinkertaistetut, standardin liitteen D mukaiset kaavat. Liitteen D dynaaminen suurennuskerroin muodostuu kahdesta osasta seuraavasti

$$\Phi = 1 + \frac{1}{2} \left(\varphi' + \frac{1}{2} \varphi'' \right), \quad (17)$$

missä φ' ottaa huomioon sillan määräävän pituuden ja kalustonopeuden. φ' määritetään seuraavien kaavojen mukaan

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4}, \quad (18)$$

missä esiintyvä dimensioton parametri K lasketaan seuraavista kaavoista

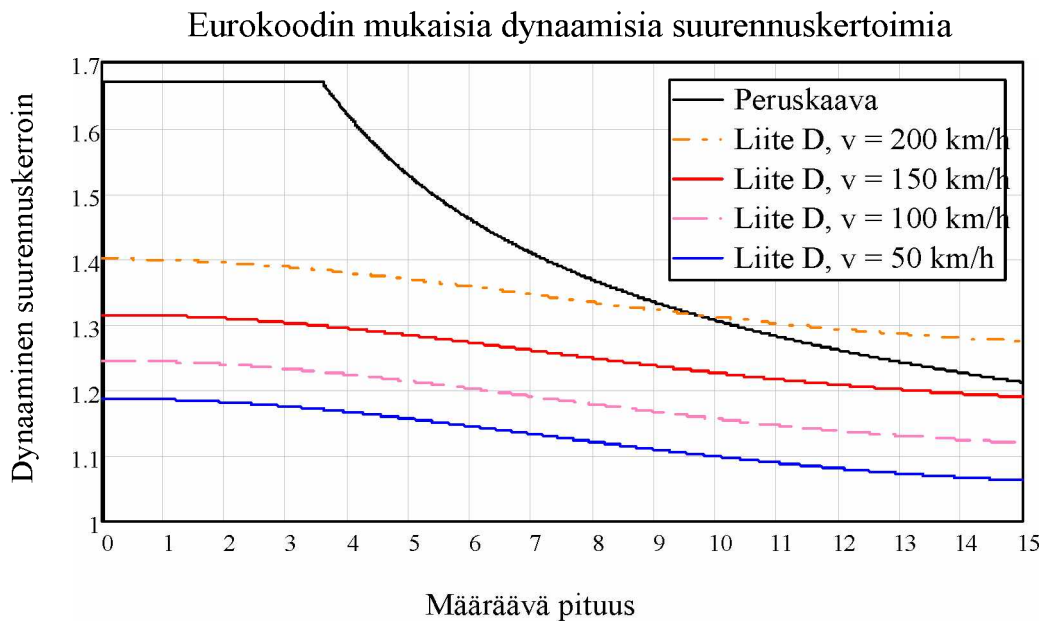
$$K = \frac{v}{160}, \quad \text{kun } L \leq 20 \text{ m ja} \quad (19)$$

$$K = \frac{v}{47,16L^{0,408}}, \quad \text{kun } L > 20 \text{ m,} \quad (20)$$

joissa v on suurin sallittu kalustonopeus [m/s] ja L on määräävä pituus L_Φ [m]. Kalustonopeus ja määräävä pituus sijoitetaan kaavoihin ilman dimensioita. Kerroin φ'' ottaa huomioon sillan määräävän pituuden avulla radan epätasaisuudet ja se lasketaan kaavasta

$$\varphi'' = 0,56e^{-\frac{L^2}{100}}. \quad (21)$$

Liitteen D kaavat on tarkoitettu väsymistarkasteluihin, joissa käytetään väsytyksunia. Lähteessä [56, s. 8–22] on esitetty katsaus Euroopassa käytettyjen dynaamisten suurennuskerrointen historiaan. Sen mukaan kaavat (17)–(21) perustuvat UIC:n julkaisuun 776–1R, joka puolestaan perustuu European Rail Research Institute:n (ERRI) edeltäjän Office for Research and Experiments of the International Union of Railwaysin (ORE) tutkimuksiin. Kaavat on johdettu kokeellisten mittausten ja analyyttisten tutkimusten avulla. Kuvassa 26 on esitetty eurokoodin eri vaihtoehdot dynaamisille suurennuskertoimille.



Kuva 26. Eurokoodissa esitetyt dynaamiset suurennuskertoimet nopeuden ja määräävän pituuden funktiona.

Lähteen [14, s. 48–49] mukaan väsymismurtorajatilan kannalta merkityksellisillä ju-nilla ja lyhyillä silloilla ($L < 10$ m) tärkeimmät dynaamiset vaikutukset ovat seuraavat.

1. Suurilla kuormilla dynaamiset vaikutukset ovat pienempiä kuin pienillä kuormilla.
2. Suuret dynaamiset vaikutukset esiintyvät pienellä nopeusalueella ja tasavälisellä akselijaolla.
3. Radan epäsäännöllisyydet ovat väsymisen kannalta lyhytaikaisia, koska rataa ylläpidetään ja suuret epäsäännöllisyydet poistetaan.
4. Siirtymäalueen siirtymät voivat aiheuttaa lyhyillä silloilla ($L < 10$ m) samalla todennäköisyydellä yli tai alle yhden olevia dynaamisia suurennuskertoimia.
5. Resonanssivaikutukset olemassa olevilla silloilla olisi havaittu epämukavuutena, tärinänä tai suurina kiihtyvyyksinä, joten niihin olisi puututtu jo aikaisemmin.

Lähteissä [14] ja [57] onkin päädytty siihen, että jos väsymistarkastelu tehdään väsy-tysjuniin perustuen, dynaamiselle suurennuskertoimelle voidaan käyttää arvoa, joka on hieman pienempi kuin eurokoodissa ehdotettu. Kerroin lasketaan kaavasta

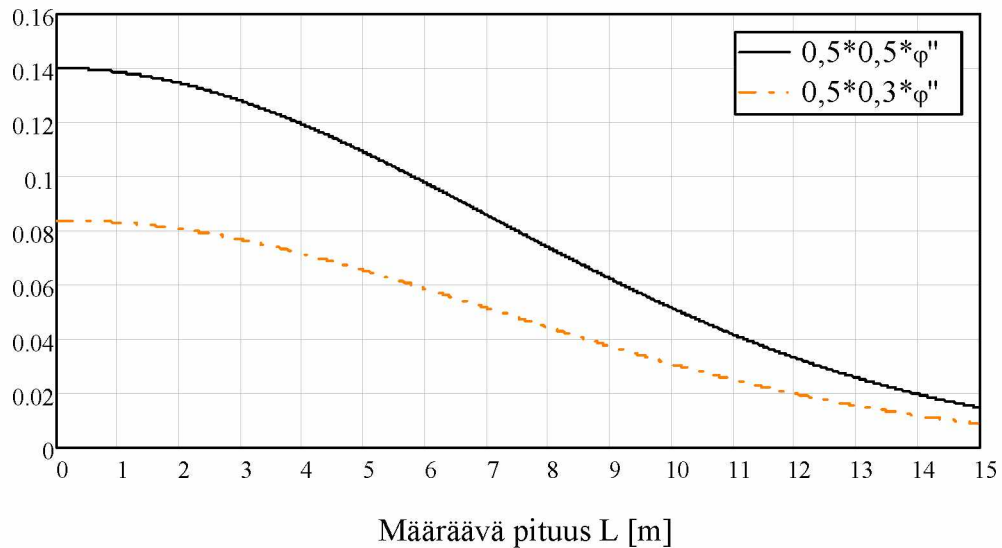
$$\Phi = 1 + \frac{1}{2}(\varphi' + 0,3\varphi''). \quad (22)$$

Erona standardin SFS-EN 1991-2 liitteessä D esitettyyn vastaavaan kaavaan (17) on tekijän φ'' edessä oleva kerroin, jota on pienennetty 0,5:stä 0,3:een. Kertoimen muu-toksella on vaikutusta lähinnä lyhyillä jännemitoilla, koska kerroin φ'' lähenee jänne-mitan kasvaessa nollaa. Kuvassa 27 on esitetty kertoimen φ'' vaikutus dynaamiseen suurennuskertoimeen määräävän pituuden funktiona.

Ero on viiden metrin määräävällä pituudella 0,044 ja 10 metrin määräävällä pituudella 0,021. Suurimmillaan ero on 0,056. Esimerkiksi 100 N/mm² teräsjännityksellä kertoimen muutoksen aiheuttama ero olisi välillä 0–5,6 N/mm². Lyhyillä silloilla pienenne-

tyn kertoimen käytöllä voisi siis pienentää hieman laskennallisia jännityksiä. Tässä työssä ei kuitenkaan ole käytetty laskelmissa pienennettyä kerrointa.

Pienennetyn φ'' kertoimen vaikutus



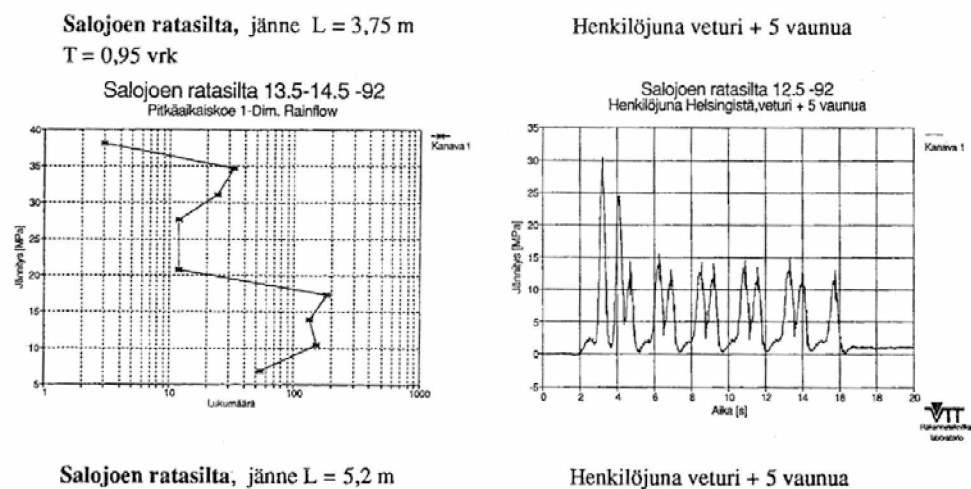
Kuva 27. Pienennetyn φ'' kertoimen vaikutus dynaamiseen suurennuskertoimeen.

3.3 Yleiset menetelmät väsymisiän arviointiin

3.3.1 Palmgren–Minerin malli

Mitoituskertymän luominen

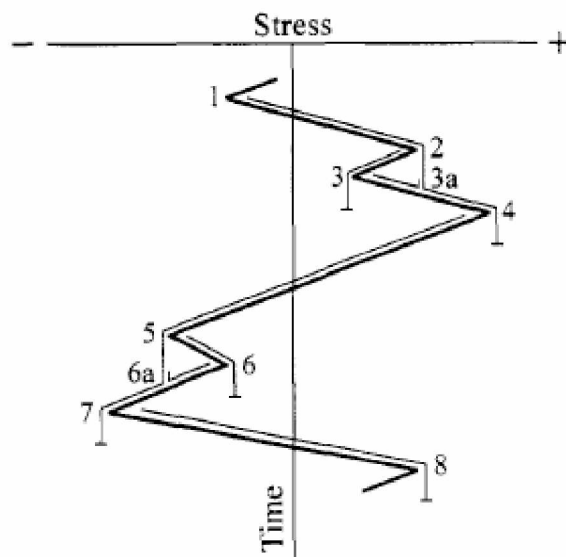
Jännitysvaihtelua kuvataan rakenteen jännityshistorialla, joka esitetään tarkasteltavasta pisteestä. Esimerkki jännityshistoriasta on esitetty kuvan 28 oikeassa laidassa.



Kuva 28. Vasemmassa kuvaajassa jännitysvaihteluiden kertymiä ja oikeassa kuvassa yksittäisen junan ylityksen aiheuttamat jännitykset. [12, s. 106.]

Kuvan jännityshistoria kuvaa henkilöjunan ylityksen aiheuttamia jännityksiä teräsilan pääkannattimen kentässä. Jännityshistorioista voidaan koota jännitysvaihteluvälien kertymät kuormitustapahtumille. Kuvan 28 vasemmassa laidassa on esitetty jännitysvaihteluvälien kertymä, joka on laskettu rainflow-menetelmällä. Kuvan kertymä on noin yhden päivän ajalta. Edelleen jännitysvaihteluvälien kertymiä yhdistelemällä saadaan mitoituskertymä. Mitoituskertymän luonnissa tarvitaan tietoa rakenteen aikaisemmista kuormituksista ja laskettaessa jäljellä olevaa käyttöikää myös arvio tulevista kuormituksista.

Rainflow-menetelmä on eniten käytetty menetelmä jännitysvaihteluvälien laskemiseen. Se perustuu nimensä mukaisesti ajatukseen veden valumisesta. Jännityshistoria käännetään siten, että pystyakselilla on aika ja vaaka-akselilla jännitys. Kuvassa 29 on esitetty jännityshistoria ja rainflow-menetelmän soveltaminen siihen. Jännitysmaksimeja ja -minimejä kutsutaan laaksoiksi ja huippuiksi.



Kuva 29. Rainflow-menetelmän soveltaminen jännityshistoriaan. [9, s. 255.]

Tämän jälkeen voidaan laskea jännitysvaihtelut kolmen säännön avulla.

1. Veden virtaus alkaa jokaiselta huipulta (tai laaksosta), mutta uusi virtaus ei ala ennen kuin edellinen virtaus on loppunut.
2. Huipulta (laaksosta) alkanut virtaus jatkaa virtaamistaan kunnes seuraava huippu (laakso) on yhtä suuri tai isompi kuin ensimmäinen huippu (laakso). Esimerkiksi laaksosta 1 lähtevä virta pysähtyy huipulle 4, koska laakso 5 on syvempi kuin laakso 1. Vastaavasti huipulta 2 lähtevä virta pysähtyy laaksoon 3, koska huippu neljä on korkeampi kuin huippu 2.
3. Virtaus pysähtyy, jos se kohtaa aikaisemman virtauksen. Esimerkiksi laaksosta 3 lähtevä virta pysähtyy pisteessä 3a, koska se kohtaa siinä virran 1–4.

Kuvan 29 tapauksessa jännitysvaihteluiksi muodostuvat virrat 1–4, 2–3, 3–3a, 4–7, 5–6, 6–6a ja 7–8. Jokainen tällainen virta lasketaan puolikkaaksi jännitysvaihteluväliksi. Puolikkaat jännitysvaihteluvälit esiintyvät kokonaisessa jännityshistoriassa pareittain ja ne muodostavat yhdessä jännitysvaihteluvälit. [9, s. 255–256.]

Rainflow-menetelmän avulla voidaan koostaa jännitysvaihteluvälien kertymä yksittäisille kuormitustapahtumille. Tämän jälkeen kaikkien kuormitustapahtumien jännitysvaihteluvälien kertymät yhdistetään ja saadaan mitoituskertymä. Taulukossa 2 on esitetty yksinkertainen mitoituskertymä. Tässä työssä mitoituskertymän luontiin on käytetty Internetistä vapaasti saatavilla olevaa Excel-pohjaa, joka laskee tunnetusta jännityshistoriasta mitoituskertymän Rainflow-menetelmällä [58].

Esimerkki Palmgren–Minerin mallin soveltamisesta betoniteräkseen

Taulukossa 2 ja sitä seuraavassa laskuesimerkissä on esitetty Palmgren–Minerin mallin soveltaminen suoralle betoniterästangolle. Jännitysvaihteluvälit ja niiden lukumäärät eli mitoituskertymä on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Esimerkki betoniteräksen mitoituskertymästä.

$\Delta\sigma_i$ [N/mm ²]	n_i [kpl]
200	200 000
160	300 000
120	2 000 000

Ensimmäiseksi valitaan S–N-käyrän yhtälö. Käytetään standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] taulukkoa 6.3N, joka on esitetty kuvassa 30

Taulukko 6.3N Betoniteräksen S–N-käyrien parametrien arvot

Betoniteräksen tyyppi	N^*	jännityksen eksponentti		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) jännitysjaksojen määrän ollessa N^*
		k_1	k_2	
Suorat ja taivutetut tangot ¹	10^6	5	9	162,5
Hitsatut tangot ja rauditusverkot	10^7	3	5	58,5
Jatkoskappaleet	10^7	3	5	35

HUOM. Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$ vaihteluvälit koskevat suoria tankoja. Taivutettuja tankoja koskevat arvot saadaan käyttämällä pienennyskerrointa $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$ missä
 D taivutustelan halkaisija
 ϕ tangon halkaisija.

Kuva 30. Betoniteräksen S–N-käyrien parametrit. [10.]

Taulukon ja kaavan (1) avulla selvitetään betoniteräksen S–N-käyrän yhtälö. S–N-käyrän yhtälö on kaksiosainen, koska mitoituskertymässä on $\Delta\sigma_{Rsk}$:n ylä- ja alapuolella olevia jännityksiä. Jännityseksponentti on viisi, kun jännitysvaihteluväli on suurempi kuin $\Delta\sigma_{Rsk}$ ja yhdeksän, kun jännitysvaihteluväli on pienempi kuin $\Delta\sigma_{Rsk}$.

Johdetaan kaava (1) seuraavaan muotoon, josta voidaan selvittää vakio C

$$C = N\Delta\sigma^m. \quad (23)$$

Sijoitetaan S–N-käyrältä tunnettu piste edelliseen kaavaan, niin saadaan vakiolle C seuraava kaava

$$C = N^* \Delta\sigma_{Rsk}^m, \quad (24)$$

joka sijoitetaan takaisin kaavaan (1), jolloin saadaan yhtälö vaurion aiheuttavalle kuormituskertojen lukumäärälle

$$N_i = \frac{N^* \Delta\sigma_{Rsk}^m}{\Delta\sigma_i^m} = N^* \left(\frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\Delta\sigma_i} \right)^m. \quad (25)$$

Sijoittamalla edellinen kaava Palmgren–Minerin malliin, joka on esitetty kaava (3) saadaan yhtälö

$$\sum_{i=1}^I \frac{n_i}{N_i} = \sum_{i=1}^I \frac{n_i}{N^* \left(\frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\Delta\sigma_i} \right)^m} = \sum_{i=1}^I \frac{n_i}{N^*} \left(\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{Rsk}} \right)^m = \frac{1}{N^* \Delta\sigma_{Rsk}^m} \sum_{i=1}^I n_i \Delta\sigma_i^m. \quad (26)$$

Sijoitetaan mitoituskertymän ja S–N-käyrän parametrit edelliseen kaavaan, jolloin saadaan vauriokertymälle yhtälö

$$D = \frac{1}{N^* \Delta\sigma_{Rsk}^{k_1}} (n_1 \Delta\sigma_1^{k_1}) + \frac{1}{N^* \Delta\sigma_{Rsk}^{k_2}} (n_2 \Delta\sigma_2^{k_2} + n_3 \Delta\sigma_3^{k_2}), \quad (27)$$

jossa on käytetty jännityseksponentille eurokoodin mukaisia merkintöjä k_1 ja k_2 . Summaus on jaettu kahteen osaan. Jännitykset, jotka ovat yli $\Delta\sigma_{Rsk}$:n, lasketaan ensimmäisessä osassa (S–N-käyrän kulmakerroin k_1). Jännitykset, jotka ovat alle $\Delta\sigma_{Rsk}$:n, lasketaan toisessa osassa (S–N-käyrän kulmakerroin k_2). Sijoittamalla lukuarvot edelliseen saadaan vauriokertymälle arvoksi 0,956 eli lähestytään väsymismurtoa, mutta ei vielä ole saavutettu sitä.

Taulukossa 3 on esitetty laskenta taulukkomuodossa. Esimerkistä huomataan, että pienikin määrä suuria jännitysvaihteluita vaikuttaa merkittävästi vauriokertymään. Esimerkistä huomataan myös, että kuormitusjärjestystä ei huomioida vauriokertymän laskennassa.

Taulukko 3. Esimerkin mitoituskertymä ja siitä laskettu vauriokertymä.

$\Delta\sigma_i$ [N/mm ²]	n_i [kpl]	N_i [kpl]	n_i/N_i
200	200 000	$3,541 \times 10^5$	0,565
160	300 000	$1,150 \times 10^6$	0,261
120	2 000 000	$1,531 \times 10^7$	0,131
		$\Sigma n_i / N_i$	0,956

S–N-käyrän valinnan merkitys on hyvin suuri esimerkitapauksen mitoituskertymällä. Jos S–N-käyräksi valitaan teräkselle B500B:lle esitetyt arvot standardista SFS 1268 [17], saadaan vauriokertymän arvoksi vain 0,201. Tätä standardia on tarkoitus käyttää Suomessa, kun suunnitellaan rakenteita eurokoodilla [59]. S–N-käyrän valinnasta johtuva ero vauriokertymässä on lähes viisinkertainen.

Palmgren–Minerin mallin ominaisuuksista

Palmgren–Minerin mallia käytettäessä joudutaan tekemään joitakin oletuksia, jotka eivät välttämättä vastaa todellisuutta. Edellä on käyty läpi joitain materiaaliikohtaisia ongelmia Palmgren–Minerin mallin soveltamisessa, kuten betonin murtoon johtavan vauriosumman arvon riippuvuus kuormitushistoriasta tai betoniteräkselle käytettävi-

en S–N-käyrien suuret erot. Teräsbetonisen rakenteen tarkastelussa Palmgren–Minerin mallin lineaarisuudesta seuraa lisäongelmana rakenteen halkeilun huomioiminen. Rakenteen jännitystila on riippuvainen halkeilun tilasta, joten jännitysvaihteluväli tulisi laskea kulloinkin vallitsevan halkeilutilan mukaan [60]. Poikkileikkauksen jännitykset lasketaan kuitenkin useimmiten haljenneen poikkileikkauksen mukaan. Haljenneella poikkileikkauksella lasketut jännitykset ovat suurempia kuin osittain haljenneen poikkileikkauksen todelliset jännitykset. Tässä tapauksessa Palmgren–Minerin mallilla laskettu vauriokertymä ei vastaa todellista, mutta on kuitenkin varmallalla puolella.

3.3.2 Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä

Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmässä todellisen kuormitushistorian aiheuttamat jännitysvaihtelut korvataan sellaisella jännitysvaihteluvälillä, joka aiheuttaa yhtä suuren vaurion kuin todellinen kuormitus. Tätä jännitysvaihteluväliä kutsutaan ekvivalentiksi jännitysvaihteluväliksi. Standardeissa ja normeissa esitetyissä menetelmissä ekvivalentti jännitysvaihteluväli lasketaan mitoituskuormasta.

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli lasketaan normeissa ja standardeissa siten, että mitoituskuormasta aiheutunut jännitysvaihteluväli kerrotaan λ -kertoimella. Useimmissa tapauksissa λ -kerroin muodostetaan usean eri kertoimen (λ_1, λ_2 jne.) tulona. Niillä otetaan huomioon sillan jännemitta, ominaisjunat, dynaamiset suurennuskertoimet, liikennemäärä, suunniteltu käyttöikä ja raiteiden lukumäärä.

Tyypillisesti λ_1 -kerroin ottaa huomioon jännemitan, ominaisjunien ja dynaamisten suurennuskertoimien sekä liikennemäärän ja suunnitellun käyttöiän perusarvojen vaikutuksen ekvivalenttiin jännitysvaihteluväliin.

Kertoimen λ_1 kaavan arvot on muodostettu tarkastelemalla eripituisia siltoja käyttäen ominaisjuna sekä liikennemäärän ja suunnitellun käyttöiän perusarvoja. Esimerkiksi eurokoodin λ_1 -kertoimen kaava perustuu väsytyksiin ja liikenteen koostumukseen, jotka on esitetty liitteessä 1. Tarkastelu on toistettu useille eripituisille silloille, jolloin λ_1 -kertoimelle on saatu jännemittasta riippuva funktio.

Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää sovellettaessa on huomattava, että kriittinen kuormanvaihtoluku ja S–N-käyrä vaikuttavat λ_1 -kertoimen kaavaan. Tämä tarkoittaa sitä, että menetelmää käytettäessä tulisi käyttää samaa kriittistä kuormanvaihtolukua ja S–N-käyrää kuin on käytetty muodostettaessa λ_1 -kertoimen kaavaa. Käytännössä esimerkiksi eurokoodissa ei ole suoraan ilmoitettu käytettyä kriittistä kuormanvaihtolukua ja S–N-käyrää. Tämän työn ja lähteen [47] laskelmien mukaan eurokoodin teräksen λ_1 -kertoimen kaava perustuu kriittisen kuormanvaihtoluvun arvoon 10^6 ja standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaiseen suorien betoniterästen S–N-käyrään.

Liikennemäärä voidaan ottaa huomioon erillisellä kertoimella, joka yleensä muotoa

$$\lambda_2 = \sqrt[m]{\frac{\text{Liikennemäärä}}{\text{Perusarvo}}}. \quad (28)$$

Suunnitellun käyttöiän pituuden vaikutus otetaan huomioon vastaavalla kaavalla

$$\lambda_3 = \sqrt[m]{\frac{\text{Suunniteltu käyttöikä}}{\text{Perusarvo}}}. \quad (29)$$

Kaavoissa m on S–N-käyrän jälkimmäinen jännityseksponentti ja perusarvolla tarkoitetaan liikennemäärän tai suunnitellun käyttöiän arvoa, johon λ_1 -kertoimen kaavan arvot perustuvat.

Raiteiden määrän vaikutus voidaan ottaa huomioon omalla λ_4 -kertoimella. Kertoimessa muuttujina ovat sillan samanaikaisesti ylittävän liikenteen määrä, jännitykset kahdella raiteella vaikuttavasta mitoituskuormasta ja jännitykset yhdellä raiteella vaikuttavasta mitoituskuormasta sekä jännityseksponentti.

3.4 Väsymismitoitus nykyisten ohjeiden mukaan

Rautatiesiltojen kantavuuslaskenta tehdään nykyään Siltojen kantavuuden laskentaohjeen [61] ja Rautatiesiltojen kantavuuden laskentaohjeen (RSO 9) [62] mukaan. Jälkimmäinen ohje toimii täydentävänä ohjeena Siltojen kantavuuden laskentaohjeelle. Näistä ohjeista on viittauksia materiaaliominaisuuksien ja kuormien osalta myös muihin viranomaisohjeisiin tai -määräyksiin. Jäljellä olevan käyttöiän laskemiseksi arvioidaan RSO 9 liitteen 1 mukaan väsytyksrasituksen kertymäastetta. Tarkastelussa on mahdollista käyttää kolmea erilaista mallia, jotka on esitetty kappaleessa 3.4.4.

3.4.1 Kuormat

Pysyvät kuormat

Pysyviä kuormia ovat kansirakenteen oma paino, pintarakenteiden paino sekä mahdollisten varusteiden ja laitteiden paino. Rakenteen oma paino otetaan huomioon nykyisten ohjeiden mukaisesti. Mittauksia voidaan käyttää rakenteen oman painon laskennassa apuna. Jännitetyissä rakenteissa pysyviä kuormia ovat myös jännevoima ja jännityshäviöt.

Liikennekuormat

Liikennekuormana väsymistarkasteluissa käytetään kuormakaavio 71:tä. α -kerrointa voidaan soveltaa joko kuormakaavioon tai myöhemmin λ -kertoimiin. α -kerroin valitaan rata-osuuden suurimman sallitun akselipainon perusteella. Kertoimet ja niiden vaikutus kuormiin on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Rataosan kaluston akselipaino, α -kerroin ja kuormat. [62.]

Rataosan kaluston akselipaino [t]	17	22,5	25	30	35 (uudet sillat)
α -kerroin	0,75	1,00	1,10	1,33	1,46
Akselikuorma F [kN]	188	250	275	333	370
nauhakuorma q [kN/m]	60	80	88	106	120

3.4.2 Dynaaminen suurennuskerroin

Rautatiesiltojen kuormaohjeessa [50] on esitetty kaava sysäyskertoimelle, jolla tarkoitetaan samaa kuin dynaamisella suurennuskertoimella. Kaavana käytetään eurokoodin esiversion dynaamisen suurennuskertoimen kaavaa huolellisesti kunnossapidetylle radalle. Kyseinen kaava on sama kuin standardin SFS-EN 1991-2 [45] kohdan 6.4.5 kaava dynaamiselle suurennuskertoimelle. Määrittävän pituuden arvo saadaan esistandardin taulukosta, joka on lähes sama kuin itse standardin taulukko 6.2. Kantavuuslaskelmissa on käytetty myös standardin SFS-EN 1991-2 liitteen D mukaista nopeuden huomioivaa laskentakaavaa, vaikka tätä ei ole ohjeistettu RSO:ssa käyttämään. Periaatteessa nopeuden huomioivat dynaamiset suurennuskertoimet on otettu huomioon ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän λ -kertoimissa.

3.4.3 Materiaaliominaisuudet ja osavarmuusluvut

Osavarmuusluvut

Rautatiesiltojen kantavuuden laskentaohjeessa (RSO 9) [62] on annettu materiaalien osavarmuusluville erilaisia arvoja riippuen rakenteelle suoritetuista tutkimuksista ja mittauksista. Mitä tarkemmin rakenne on tutkittu, sitä pienempiä osavarmuuslukuja voidaan käyttää. Seuraavissa taulukoissa on esitetty betoniteräksen ja betonin osavarmuusluvut ja niiden käytön edellytykset.

Taulukko 5. Betoniteräksen osavarmuusluvun erilaiset arvot RSO 9:n mukaan. [62.]

Betoniteräksen osavarmuusluku γ_s	Rakenteen mitat perustuvat suunnitelmiin eikä niitä ole tarkistettu erikoistarkastuksessa.	Rakenteen päämitat ja terästen etäisyydet on tarkistettu erikoistarkastuksessa kantavuuden kannalta kriittisissä kohdissa.
Betoniteräsmäärät perustuvat suunnitelmiin, eikä terästen korroosioastetta ole selvitetty.	1,18	1,13
Betoniteräsmäärät on varmistettu rakenteesta ja poikkipinta-alat perustuvat korroosion huomioiviin mittoihin.	1,13	1,08

Taulukko 6. Betonin osavarmuusluvun erilaiset arvot RSO 9:n mukaan. [62.]

Betonin osavarmuusluku γ_c	Rakenteen mitat perustuvat suunnitelmiin eikä niitä ole tarkistettu erikoistarkastuksessa.	Rakenteen päämitat on tarkistettu erikoistarkastuksissa kantavuuden kannalta kriittisissä kohdissa.
Betonin lujuus perustuu suunnitelmissa esitettyyn arvoon. Vauriokartoitusta ei ole tehty.	1,41	1,33
Lujuus selvitetty erikoistarkastuksessa kattavalla rakenteesta poratulla koe-kappalesarjalla ja rakenteessa ei ole tarkastuksessa havaittu vaurioita.	1,33	1,28

Betoniteräs

Teräksen väsymislujuuden laskenta-arvo lasketaan Suomen rakentamismääräyskoelman osan B4 [21] mukaan seuraavalla kaavalla

$$f_{\text{snd}} = \frac{k_1 k_2}{\gamma_s} f_{n0} + 0,6 \sigma_{s,\text{min}} \leq f_{\text{yd}}, \quad (30)$$

missä f_{snd} on väsymislujuuden laskenta-arvo, f_{n0} valitaan teräslaadun ja kuormanvaihtoluvun avulla, $\sigma_{s,\text{min}}$ pienin pysyvä jännitys (veto tai puristus), kerroin k_1 ottaa huomioon betoniteräksen taivutuksen (suorilla tangoilla ja haoilla 1,0) ja k_2 ottaa huomioon mahdolliset hitsaukset (1,0 ilman hitsauksia). Betoniterästen lujuuden laskenta-arvo f_{yd} lasketaan kaavasta

$$f_{\text{yd}} = \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_s}, \quad (31)$$

missä f_{yk} on betoniterästen lujuuden ominaisarvo ja γ_s on betoniterästen osavarmuusluku. Tiehallinnon Betonirakenneohjeissa 2006 [63] on esitetty seuraava kaava teräksen väsymislujuudelle.

$$f_{\text{snd}} = k_1 k_2 f_{n0}, \quad (32)$$

missä kertoimet k_1 ja k_2 ovat samat kuin edellä ja f_{n0} on 125 N/mm², kun tankojen koko on välillä 12–16 millimetriä ja 100 N/mm², kun tankojen koko on 20–30 millimetriä. Betonirakenneohjeiden väsymislujuus perustuu kuormanvaihtolukuun 5×10^6 . B4:ssä ei ilmoiteta, mitä kuormanvaihtolukua väsymislujuus vastaa, mutta sen voidaan olettaa vastaavan kuormanvaihtolukua 10^6 .

Betoni

Betonin väsymislujuuden laskenta-arvo puristuksessa lasketaan Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 [21] mukaan seuraavalla kaavalla

$$f_{cnd} = 0,5f_{cd} + 0,4\sigma_{c,min} \leq \frac{f_{cd}}{1,2}, \quad (33)$$

missä f_{cnd} on väsymislujuuden laskenta-arvo, f_{cd} on puristuslujuuden laskenta-arvo ja $\sigma_{c,min}$ on pienin pysyvä puristusjännitys betonissa. Puristuslujuuden laskenta-arvo lasketaan kaavasta

$$f_{cd} = \frac{0,7K}{\gamma_c}, \quad (34)$$

missä K on betonin lujuusluokka [N/mm^2] ja γ_c on betonin osavarmuusluku. Tiehallinnon Betonirakenneohjeissa 2006 [63] on kuitenkin annettu betonin väsymisrajalle seuraava kaava

$$f_{cnd} = 0,25f_{cd}. \quad (35)$$

On huomattava, että Betonirakenneohjeissa annettu betonin väsymisrajan arvo on enintään puolet B4:n mukaisesta rajasta. Selitys tähän on kuormanvaihtokertojen lukumäärän suuruus silloilla. Betonirakenneohjeiden mukaan tarkastelu vastaa kuormanvaihtolukua 5×10^6 . Myöskään betonin väsymislujuutta laskettaessa B4:ssä ei ilmoiteta, mitä kuormanvaihtolukua väsymislujuus vastaa, mutta sen voidaan olettaa vastaavan kuormanvaihtolukua 10^6 , kuten teräkselle.

Betonin vetolujuudelle on annettu Suomen rakentamismääräyskokoelman osassa B4 [21] kaava

$$f_{ctnd} = 0,33f_{ctd} + 0,6\sigma_{ct,min} \leq \frac{f_{ctd}}{1,2}, \quad (36)$$

missä f_{ctnd} on väsymislujuuden laskenta-arvo vedon vaikuttaessa, $\sigma_{ct,min}$ on pienin pysyvä vetojännitys betonissa ja f_{ctd} on vetolujuuden laskenta-arvo, joka lasketaan kaavasta

$$f_{ctd} = \frac{\alpha \times K^{\frac{2}{3}} \text{ MN}}{\gamma_c \text{ m}^2}, \quad (37)$$

missä α lasketaan betonin murtopuristuman avulla. Kerroin α saa tavanomaisesti arvon 0,2. Lujuusluokka K sijoitetaan kaavaan dimensiottomana. Tiehallinnon Betonirakenneohjeissa [63] on kuitenkin annettu betonin väsymisrajalle vedon vaikuttaessa kaava

$$f_{ctnd} = 0,15f_{ctd}. \quad (38)$$

Vetolujuuden väsymisraja on siis huomattavasti pienempi käytettäessä Tiehallinnon ohjetta. Tämä voidaan perustella samoin kuin puristuksen kohdalla eli kuormituskerrojen määrät ovat silloilla huomattavan suuria, joten väsymisrajaa on laskettu muihin rakenteisiin verrattuna.

Betonin kimmokerroin lasketaan Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 mukaan seuraavasta kaavasta

$$E_c = 5000k\sqrt{K}\frac{\text{MN}}{\text{m}^2}. \quad (39)$$

johon lujuusluokka K sijoitetaan dimensiottomana. Kerroin k lasketaan kaavasta

$$k = \frac{\rho_c}{2400\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} \leq 1,0, \quad (40)$$

missä ρ_c on betonin tiheys [kg/m^3]. Tavallisten silloissa käytettyjen betonien tiheys on $2400 \text{ kg}/\text{m}^3$, joten kerroin k saa arvon yksi.

3.4.4 Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä

Malli 1

Mallin 1 tuloksena saadaan selville rautatiesillan kestävyys väsytytkuormille sadan vuoden käyttöiän aikana, mutta ei jäljellä olevaa käyttöikää. Mallilla lasketaan väsytyksen kertymäfunktion kerroin ohjeen RSO 3 Mitoitusmenetelmät [64] mukaan. Malli 1 vastaa siis uuden sillan väsymismurtoarajatilan laskentaa. Mallin perusyhtälö on

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} = \lambda_{m,\alpha}\Delta\sigma_{\text{LM71-XX}}, \quad (41)$$

missä $\Delta\sigma_{\text{LM71-XX}}$ on mitoituskuormakaavion LM71-XX (esimerkiksi LM71-25) aiheuttama jännitysvaihteluväli rakenteessa. Kaavan (41) mukaista jännitysvaihteluväliä verrataan Betonirakenneohjeiden väsymisrajan laskenta-arvoihin. Kerroin $\lambda_{m,\alpha}$ lasketaan kaavasta

$$\lambda_{m,\alpha} = \frac{1,46}{\alpha}\lambda_m, \quad (42)$$

jossa α on käytetyn mitoituskuormakaavion kerroin. Esimerkiksi käytettäessä mitoituskuormakaaviota LM71-25 α -kerroin saa taulukon 4 mukaan arvon 1,1. Kaavassa (42) oleva kerroin λ_m koostuu neljästä λ -kertoimesta ja se lasketaan kaavalla

$$\lambda_m = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4. \quad (43)$$

Kerroin λ_1 ottaa huomioon sillan jännemitan yksiaukkoisilla palkeilla (moniaukkoisilla silloilla määräävä pituus) ja se lasketaan jännemitan funktiona seuraavien yhtälöiden mukaan

$$\begin{aligned}
\lambda_1 &= 0,67, & \text{kun } L \leq 2,0 \text{ m}, \\
\lambda_1 &= 0,67 + (0,32 - 0,67)[\log(L) - 0,3], & \text{kun } 2,0 \text{ m} < L < 20,0 \text{ m}, \\
\lambda_1 &= 0,32, & \text{kun } 20,0 \text{ m} \leq L.
\end{aligned} \tag{44}$$

Kerroin λ_2 ottaa huomioon sillan ylittävän liikennemäärän, jonka perusarvoksi on valittu 19 miljoonaa tonnia per vuosi. Kerroin λ_2 lasketaan kaavasta

$$\lambda_2 = \sqrt[m]{\frac{Q_r}{19 \times 10^6}}, \tag{45}$$

missä Q_r on sillan vuosittain ylittävä liikennemäärä [t/v] ja m on rakennekohtainen jännitysekspONENTTI, joka on teräsbetonirakenteille yhdeksän ja teräsrakenteille kolme.

Kerroin λ_3 ottaa huomioon sillan käyttöiän, jonka perusarvoksi on valittu 100 vuotta. Kerroin λ_3 lasketaan kaavalla

$$\lambda_3 = \sqrt[m]{\frac{N_r}{100}}, \tag{46}$$

missä N_r on sillan käyttöikä vuosina.

Kerroin λ_4 ottaa huomioon sillan raiteiden määrän, tässä työssä tutkitaan vain yksiraitaisia siltoja, jolloin kerroin saa arvon 1. Mallilla 1 laskettaessa kertoimet λ_2 ja λ_3 oletetaan ykkösiksi eli toteutunutta liikennemäärää ja sillan käyttöikää ei oteta huomioon.

Malli 2

Malli 2 on menettelytavoiltaan muuten samanlainen kuin malli 1, mutta sillä voidaan ottaa huomioon sillan ylittänyt bruttotonnimäärä. Tarkastelujakson aikana sillan ylittäneen liikenteen määrä jaetaan tarkastelujakson pituudella. Näillä liikennemäärillä saadaan tarkennettu λ_2 -kerroin, jolla lasketaan uusi väsytyksen kertymäfunktion kerroin. RSO 9:n taulukossa 1 on esitetty liikennemääriä rataosittain 25 vuoden ajanjaksoille. [62.]

Malli 3

Mallin 3 mukainen tarkastelu on tarkin. Se ottaa huomioon 25 vuoden jaksoissa omien junien aiheuttamat erilaiset rasitukset, jotka johtuvat kaluston erilaisista akselipainoista eri aikakausilla sekä liikennemäärän. Eri aikakausien bruttotonneilla ja kalustolla normeerattu vaihtorasitusheilahduksen kerroin lasketaan kaavalla

$$\lambda_k = \frac{\lambda_{m,\alpha}}{\sqrt[m]{19 \times 10^8}} \sqrt[m]{\sum_{i=1}^5 Q_i(k_i)^m}, \tag{47}$$

missä Q_i on kunakin aikakautena i rakenteen ylittänyt liikennemäärä, m on materiaali-kohtainen jännityseksponentti (betonille 9 ja teräkselle 3) ja k_i on aikakauden i vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroin, jonka arvo perustuu aikakauden ominaisjuniin ja liikenteen koostumuksen. Vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroimen arvo saadaan jännemitan funktiona seuraavasta, RSO 9:n mukaisesta, taulukosta.

Taulukko 7. Vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroin k_i . [62.]

Aikakausi	i	Kerroin k_i		
		$L < 5 \text{ m}$	$5 \text{ m} < L < 20 \text{ m}$	$L > 20 \text{ m}$
1900–1924	1	0,56	$0,493 + 0,013 \times L$	0,76
1925–1949	2	0,64	$0,553 + 0,017 \times L$	0,90
1950–1974	3	0,73	$0,653 + 0,015 \times L$	0,96
1975–1999	4	1,00	1,00	1,00
2000–2024	5	1,10	1,10	1,10

Kaavassa (47) on huomattava, että kertoimen $\lambda_{m,\alpha}$ arvona tulee käyttää mallilla 1 laskettua arvoa. Jos käytetään mallilla 2 laskettua arvoa, toteutunut liikennemäärä huomioidaan kahteen kertaan. Erikoista kaavassa on se, että siinä on annettu eri jännityseksponentit betonille ja teräkselle. Muita kertoimia laskettaessa jännityseksponentti riippuu rakennetyypin materiaalista eli teräsbetoni- tai teräsrakenne. Tämä johtaa siihen, että mallilla 3 laskettu λ -kerroin teräkselle saa eri arvon kuin λ -kerroin betonille. Perusarvoja isommilla arvoilla teräksen λ -kerroin on suurempi kuin betonin ja perusarvoja pienemmillä arvoilla teräksen λ -kerroin on pienempi kuin betonin.

RSO:ssa ei ole esitetty minkälaisiin juniin ja liikenteen koostumukseen ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä perustuu. Voidaan kuitenkin olettaa, että menetelmä perustuu lähteiden [48; 49] tutkimuksiin. Kyseisten tutkimusten ominaisjunat eri aikakausille on esitetty liitteessä 3.

Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää voidaan soveltaa niin taivutus- kuin leikkausrasituksellekin. Taivutusrasituksesta aiheutuvien jännitysten laskeminen on esitetty kappaleessa 4.2. Leikkausrasituksen aiheuttamat jännitykset leikkausraudoittamattomille ja -raudoitetuille rakenteille voidaan laskea seuraavien kappaleiden mukaan.

Leikkausraudoittamaton rakenne

Leikkausraudoittamattoman rakenteen kapasiteetti lasketaan Suomen Rakentamismääräyskokoelman osan B4 [21] mukaan seuraavalla kaavalla

$$V_{c0} = 0,3k(1 + 50\rho)f_{ctd}b_wd, \quad (48)$$

missä kerroin k lasketaan Betonirakenneohjeen 2006 [63] mukaan seuraavasta kaavasta

$$k = 1,6 - d[\text{m}] \geq 0,8, \quad (49)$$

kun kyseessä on tavallinen betoni. Suhteellinen teräspinta-ala ρ lasketaan kaavasta

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02, \quad (50)$$

missä A_s on riittävän hyvin ankkuroidun vetoraidoituksen poikkipinta-ala, b_w on uuman leveys ja d on tehollinen korkeus.

Kaava (48) on tarkoitettu murtorajatilan kapasiteetin laskentaan, mutta korvaamalla betonin vetolujuus f_{ctd} vedolle tarkoitettulla väsymislujuudella f_{ctnd} kaavaa (48) voidaan käyttää väsymiskapasiteetin laskentaan. Tällöin saadaan seuraava ehto leikkauskestävyydelle väsymisen vaikuttaessa

$$V_f < V_{co} = 0,3k(1 + 50\rho)f_{ctnd}b_w d, \quad (51)$$

missä V_f on väsyttävä leikkausvoima. Mikäli ehto ei sellaisenaan täyty, voidaan leikkaukskapasiteettiin V_{co} soveltaa λ -kertoimia.

Leikkausraudoitettu rakenne

Suomen Rakentamismääräyskokoelman osan B4 [21] mukaan leikkausraudoitetun rakenteen kapasiteetti muodostuu betonin ja teräksen yhteenlasketusta kapasiteetista. Hakaterästen kapasiteetti lasketaan seuraavalla kaavalla

$$V_s = 0,9 \frac{A_{sv}}{s} f_{yd} d (\sin \alpha + \cos \alpha), \quad (52)$$

missä A_{sv} on leikkausraudoituksen poikkileikkausala, s on hakaväli ja α on kulma vaakatason ja hakaraudoituksen välillä. Yksittäisten ylöstaivutettujen tankojen kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_s = f_{yd} A_{sv} \sin \alpha. \quad (53)$$

Leikkausraudoitetun rakenteen betonin kapasiteetti lasketaan Betonirakenneohjetta 2006 soveltaen kaavasta

$$V_c = 0,8 \times 0,5 b_w d f_{ctd}. \quad (54)$$

Edellä olevissa kaavoissa voidaan väsymistarkasteluissa korvata materiaalien lujuudet väsymislujuuksilla. Terästen ja betonin kapasiteetit lasketaan yhteen, jolloin saadaan leikkausraudoitetun rakenteen väsymiskestävyysehdoksi

$$V_f < V_{u,f} = V_{s,f} + V_{c,f}. \quad (55)$$

Jos ehto ei täyty, voidaan kapasiteetteihin soveltaa λ -kertoimia, jotka lasketaan kuten taivutetulle rakenteelle. Väsymiskestävyyttä kuvataan useimmiten jännitysvaihteluvälillä. Kaavoissa (52)–(55) on kuitenkin käsitelty voimasuureita. Jotta voitaisiin laskea jännitysvaihtelu tietystä leikkausvoiman vaihtelusta, täytyy leikkausvoima jakaa jotenkin teräksen ja betonin kesken. Tämän työn laskelmissa on käytetty jakamisen suhteena maksimikapasiteettien suhdetta. Esimerkiksi teräkselle tuleva osuus leikkausvoimasta lasketaan kaavasta

$$\beta = \frac{V_s}{V_s + V_c}. \quad (56)$$

Tämän jälkeen kaavoista (52), (53) ja (54) voidaan laskea seuraavat kaavat jännityksille

$$\sigma_{sw} = \frac{\beta V_f}{0,9 \frac{A_{sv}}{s} d (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{tai} \quad (57)$$

$$\sigma_{sw} = \frac{\beta V_f}{A_{sv} \sin \alpha} \quad \text{ja} \quad (58)$$

$$\sigma_c = \frac{(1 - \beta) V_f}{0,8 \times 0,5 b_w d}. \quad (59)$$

Näillä kaavoilla voidaan vertailla jännitysvaihteluvälejä materiaalien väsymiskestävyyksiin.

3.5 Väsymismitoitus eurokoodien mukaan

3.5.1 Kuormat

Pysyvät kuormat ja liikennekuormat

Pysyvät kuormat lasketaan kuten nykyisessäkin käytännössä. Materiaalien ominaispainoja on esitetty standardissa SFS-EN 1991-1-1. Esimerkiksi normaalin tukikerroksen ominaispaino on eurokoodin mukaan 20,0 kN/m³, kun se on ollut RSO 2:n mukaan 18,0 kN/m³. [50; 65.]

Rautatiesiltojen väsymistarkasteluissa käytetyt liikennekuormat määritellään standardissa SFS-EN 1991-2. Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmässä kuormana käytetään kuormakaavio 71:tä ominaisarvoillaan eli α -kerroin on yksi. Palmgren-Minerin mallilla laskettaessa voidaan käyttää niin sanottuja väsytyksjunia, jotka on esitetty liitteessä 1. Suomessa liitteen 1 väsytyksjunat on tarkoitus korvata liitteessä 2 esitetyillä suomalaista kalustoa kuvaavilla junilla. Tämän voisi olettaa aiheuttavan muutoksia λ -kertoimiin. Tätä työtä tehdessä selvitystyö asiasta on vielä kesken, mutta tekijällä on ollut käytössä selvitystyön raportti, jossa on esitetty alustavia tuloksia. [45; 47.]

3.5.2 Dynaaminen suurennuskerroin

Käytettävä dynaaminen suurennuskerroin riippuu käytettävästä menetelmästä. Jos käytetään ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää, käytetään standardin SFS-EN 1991-2 [45] kohdan 6.4.5 dynaamista suurennuskerrointa huolellisesti pidetyille radalle (Φ_2). Kun tarkastellaan todellisia junia, käytetään standardin liitteen D dynaamista suurennuskerrointa. Kerrointa ei ole tarkoitettu käytettäväksi yli 200 km/h kulkeville junille. Liitteissä 1 ja 2 esitetyissä väsytyksjunissa ja mitoitusjunissa on kuitenkin mukana junia, joiden nopeus on yli 200 km/h. Näiden junien maksiminopeudeksi on laskelmissa oletettu 200 km/h. Oletus voidaan perustella sillä, että Suomessa ainoa rataosa, jolla voidaan ajaa yli 200 km/h tunnissa, on Kerava-Hakosilta, jolla nopeusrajoitus on 220 km/h [66, s. 14].

3.5.3 Materiaaliominaisuudet ja osavarmuusluvut

Osavarmuusluku

Betoniteräkselle käytettävästä osavarmuusluvusta annetaan osin ristiriitaisia ohjeita. Standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 6.8.4 annetaan vapaus valita kansallisesti kuormien osavarmuusluku. Betoniteräksen osavarmuusluvun valinnasta ei mainita kyseisessä kohdassa mitään. Standardin kansallisessa liitteessä on kuitenkin valittu sekä kuormien että betoniteräksen osavarmuusluvuksi 1,0. [10; 59.]

Liikenneviraston (LiVi) ohjeen Betonisillat mukaan betoniteräksen osavarmuusluvun tulee olla väsymistarkasteluissa vähintään 1,15, kun suoritetaan tiesiltojen väsymistarkastelua ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmällä [67 s. 60]. Standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] taulukossa 2.1N ja kansallisen liitteen taulukossa 2.1N (FI) [59] ohjeistetaan käyttämään betoniteräksille väsymisen osavarmuuslukuna normaalisti vallitsevan mitoituslaitteen osavarmuuslukua, joka on 1,1 toteutusluokassa 3.

Eurokoodin mukainen betonin osavarmuusluku, jota käytetään siltojen päällysrakenteissa, on 1,35. Kyseinen arvo on pienennetty arvo, koska siltojen päällysrakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3. Perusteet pienennetyn osavarmuusluvun käyttöön on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-1 kansallisen liitteen kohdassa 2.1.

Edellä olevat betoniterästen ja betonin osavarmuusluvut on tarkoitettu uusien rakenteiden tarkasteluihin. Tässä työssä tarkastellaan kuitenkin olemassa olevia rakenteita, joten osavarmuuslukuina on käytetty RSO 9:n osavarmuuslukuja, jotka on esitetty tämän työn taulukoissa 5 ja 6.

Betoniteräs

Betoniteräksille käytettävän S–N-käyrän valinta on ongelmallinen. Betonirakenteiden standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] taulukossa 6.3N on annettu parametrit betoniterästen S–N-käyrälle. Lisäksi kohdassa 6.8.4(5) on ohjeistettu alentamaan jälkimmäistä jännitysekspONENTIN arvoa, mikäli korroosio on käynnistynyt teräksissä. Standardin SFS-EN 1992-1-1 kansallisessa liitteessä [59] on annettu ohje käyttää betoniteräksille tuotestandardin mukaista S–N-käyrää eli esimerkiksi teräkselle B500B (A500HW) standardia SFS 1268 [17].

Taulukko 8. Betoniterästen S–N-käyrän parametreja.

	N^*	k_1	k_2	$\Delta\sigma_{Rsk}$ [N/mm ²]
Taulukko 6.3N SFS-EN 1992-1-1	10^6	5	9	162,5
SFS-EN 1992-1-1, kohta 6.8.4(5)	10^6	5	5	162,5
SFS 1268 B500B	10^6	4,375	25	200

Taulukon arvoista huomataan, että S–N-käyrät ovat melko etäällä toisistaan. Tämän työn tarkasteluissa on käytetty sekä standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N että standardin SFS 1268 mukaisia S–N-käyriä.

Betoni

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 [10] ja sen kansallisessa liitteessä on annettu betonille käytettävät materiaaliominaisuudet. Betonin väsymislujuuden mitoitusarvo puristuksessa lasketaan kaavasta

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (60)$$

missä kerroin k_1 on 0,85, kun jännitysjaksojen määrä on 10^6 , $\beta_{cc}(t_0)$ on betonin lujuuskerroin kuorman vaikuttaessa ensimmäisen kerran, t_0 on betoniin vaikuttavan jaksollisen kuormituksen alkuhetki vuorokausina, f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo ja f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo.

Kerroin $\beta_{cc}(t_0)$ lasketaan kaavasta

$$\beta_{cc}(t_0) = e^{s\left(1 - \frac{28}{t_0}\right)^{\frac{1}{2}}}, \quad (61)$$

missä s on sementtityypistä riippuva kerroin, esimerkiksi normaalisementillä 0,25. Vanhojen rakenteiden ikää ensimmäisen kuormitushetken aikana ei välttämättä pystytä määrittämään. Tällöin kertoimelle $\beta_{cc}(t_0)$ voidaan olettaa arvoksi yksi, jonka se saa normaalisementillä, kun kuormitusikä on 28 vuorokautta.

Ominaispuristuslujuus määritellään eurokoodin mukaan lieriölujuudesta. Vanhoissa suunnitelmissa betonin lujuusluokka on ilmoitettu kuutiolujuutena. Standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] taulukossa 3.1 on esitetty vastaavuuksia lujuusluokkien välillä. Seuraavalla kaavalla voidaan laskea betonin lieriölujuus betonin kuutiolujuudesta

$$f_{ck} = 0,851 f_{ck,cube} - 1,6, \quad (62)$$

missä $f_{ck,cube}$ on betonin lujuusluokka. Kaava on laskettu lineaarisella regressiolla standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 3.1 perusteella.

Eurokoodin mukainen mitoituspuristuslujuus f_{cd} lasketaan ominaispuristuslujuudesta kaavalla

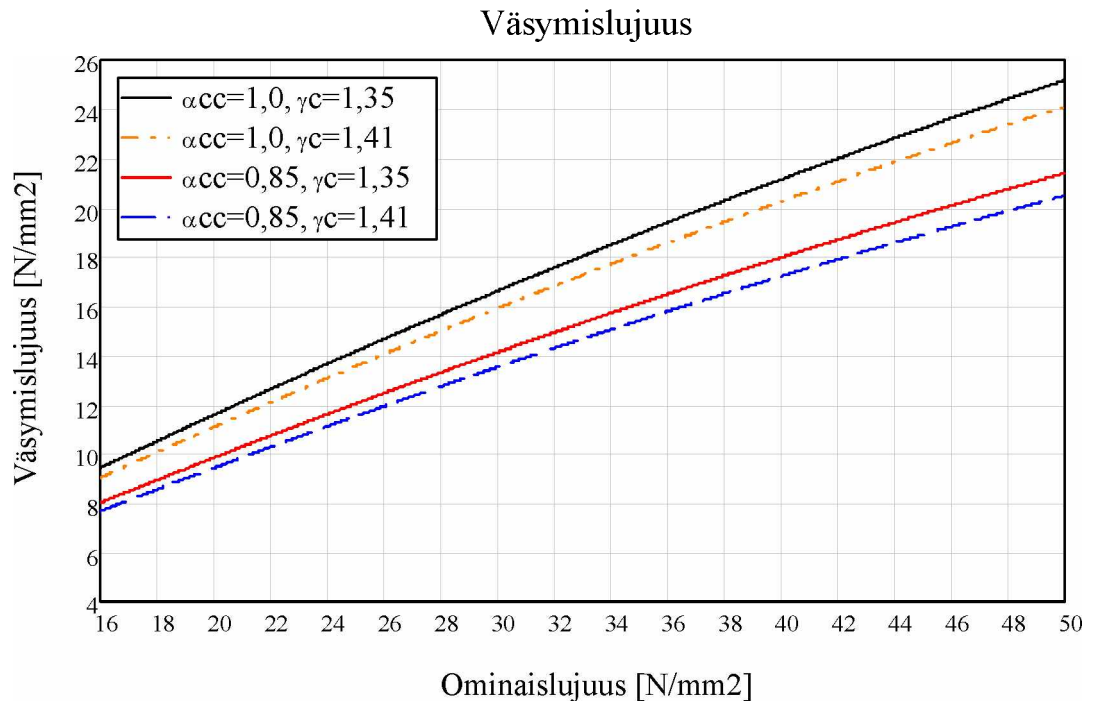
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (63)$$

jossa α_{cc} ottaa huomioon pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavan. Suomen kansallisessa liitteessä kertoimelle α_{cc} on annettu arvo 0,85.

Väsymislujuuden kaavaa (60) tarkastelemalla huomataan, että siinä itse asiassa kerrotaan betonin ominaislujuus kertoimilla α_{cc} ja k_1 . Kertoimen α_{cc} eurokoodissa annettu suositusarvo on 1,0, mutta Suomessa sille käytetään arvoa 0,85. Kerroin k_1 riippuu jännitysjaksojen lukumäärästä ja sen eurokoodissa annettu suositusarvo on 0,85, jos jännitysjaksojen lukumäärä on 10^6 . Kertoimelle k_1 ei ole kuitenkaan annettu mitään ohjetta miten sen tulisi muuttua, jos jännitysjaksojen lukumäärä muuttuu.

Voisi olettaa, että eurokoodi on kalibroitu siten, että väsymislujuuden kaavassa oleva kerroin k_1 on valittu suositusarvojen mukaan. Tämän takia Suomen kansallisilla valinnoilla laskettu väsymislujuus on pienempi kuin suositusarvoilla laskettu väsymislujuus.

juus. Toisaalta siltojen kuormituskertojen lukumäärä voi olla isompi kuin 10^6 . Kuvassa 31 on esitetty eri α_{cc} -kertoimien ja osavarmuuslukujen vaikutus betonin väsymislujuuteen. Kertoimesta α_{cc} johtuva ero on noin 1,5–3,5 N/mm². Osavarmuusluvun vaikutus on pienempi kuin α_{cc} -kertoimen.



Kuva 31. Betonin väsymislujuus ominaislujuuden funktiona.

Väsymislujouden pienilläkin eroilla on hyvin merkittävä vaikutus betonin väsymisikään, kun se lasketaan standardissa SFS-EN 1992-2 [68] esitetyllä betonin, Palmgren–Minerin mallin soveltamiseen tarkoitetulla, murtoon johtavan kuormanvaihtoluvun kaavalla. Kaavaan liittyviä laskelmia on esitelty tarkemmin kappaleessa 3.5.6.

Edellä olevia kaavoja voidaan käyttää, kun lasketaan puristusjännityksen alaisen betonin kapasiteettia puristus- tai taivutusrasituksen alaisena. Eurokoodissa leikkausraudoitetut rakenteet lasketaan käyttäen ristikkomallia, jolloin betoniin oletetaan puristukaistoja. Niissä kaavan (60) väsymislujoutta pienennetään kertoimella

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad (64)$$

missä f_{ck} [N/mm²] on betonin ominaispuristuslujuus. Betonin keskimääräinen kimmokerroin [N/mm²] lasketaan ominaispuristuslujuuden avulla kaavasta

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}. \quad (65)$$

Keskimääräinen kimmokerroin on tarkoitettu lyhytaikaisille kuormituksille eli siinä ei ole huomioitu viruman vaikutusta. Viruma voidaan jättää huomioimatta väsyttävien kuormien tapauksessa, koska ne ovat lyhytaikaisia. Pysyvän kuorman tapauksessa

viruminen tulisi ottaa tarkemmissa analyyseissä huomioon, mutta tässä työssä betonin kimmokertoimelle on käytetty kaikissa eurokoodin mukaisissa laskelmissa kaavaa (65).

3.5.4 Yksinkertaiset tarkastukset väsymiskestävyyden toteamiseksi

Taivutusrasituksen alaiset rakenteet

Betoniterästen väsymiskestävyys voidaan tarkistaa seuraavasta ehdosta

$$\gamma_{F,fat} \times \Delta\sigma_s < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}, \quad (66)$$

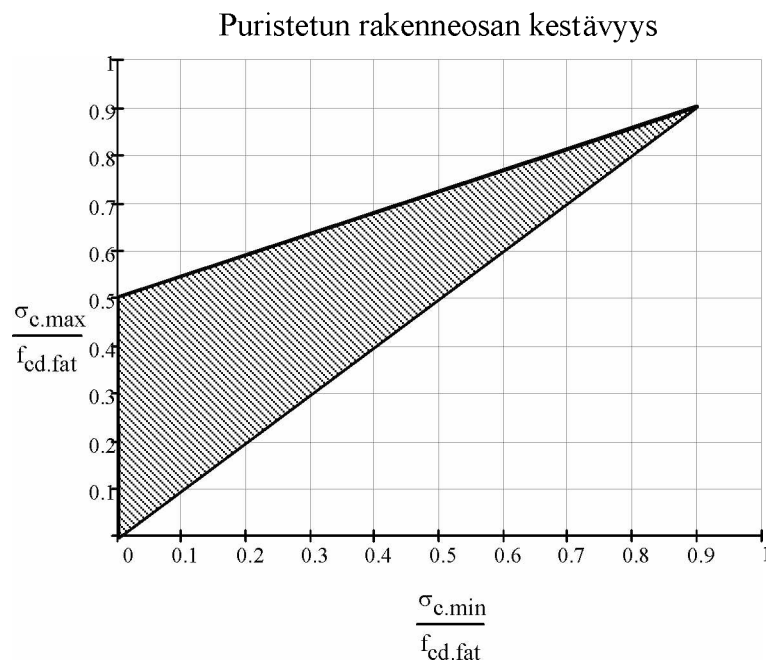
missä $\gamma_{F,fat}$ on väsytyskuormien osavarmuusluku (1,0) ja $\Delta\sigma_s$ on teräksen jännitysvaihtelu luokitellusta kuormakaaviosta 71. Kuormanvaihtoluvuksi N^* valitaan 10^6 , jolloin $\Delta\sigma_{Rsk}$ saa arvon 162,5 N/mm². Mikäli ehto ei toteudu, käytetään ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää.

Betonin väsymiskestävyyden tarkastus on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] kaavassa 6.77

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (67)$$

$$\leq 0,9, \text{ jos } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{tai} \quad \leq 0,8, \text{ jos } f_{ck} < 50 \text{ MPa}$$

missä $\sigma_{c,max}$ on suurin puristusjännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä ja $\sigma_{c,min}$ on pienin puristusjännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä. Jos $\sigma_{c,min}$ on vetoa, käytetään sen arvona nollaa. Betonin tarkastuksessa käytetään siis tavallista kuormitusyhdistelmää eli liikennekuormalle käytetään yhdistelykerrointa ψ_1 , joka on standardin SFS-EN 1990/A1 [42] mukaan 0,8. Mikäli kaavan (67) ehto ei toteudu, käytetään ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää. Kuvassa 32 on esitetty kaavan (67) mukainen diagrammi puristusväsymiskestävyydelle. Jos pienimmän ja suurimman puristusjännityksen suhde väsymislujuuteen on kuvan viivojen sisäpuolella, rakenteella on riittävä kestävyys puristusväsymiselle.



Kuva 32. Betonin väsymiskestävyys puristusjännityksen alaisena.

Leikkausraudoittamaton rakenne

Leikkausraudoittamattomissa rakenteissa väsymiskestävyys leikkausrasituksen alaisena tarkastetaan standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] mukaan seuraavien ehtojen avulla

$$\text{kun } \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$$

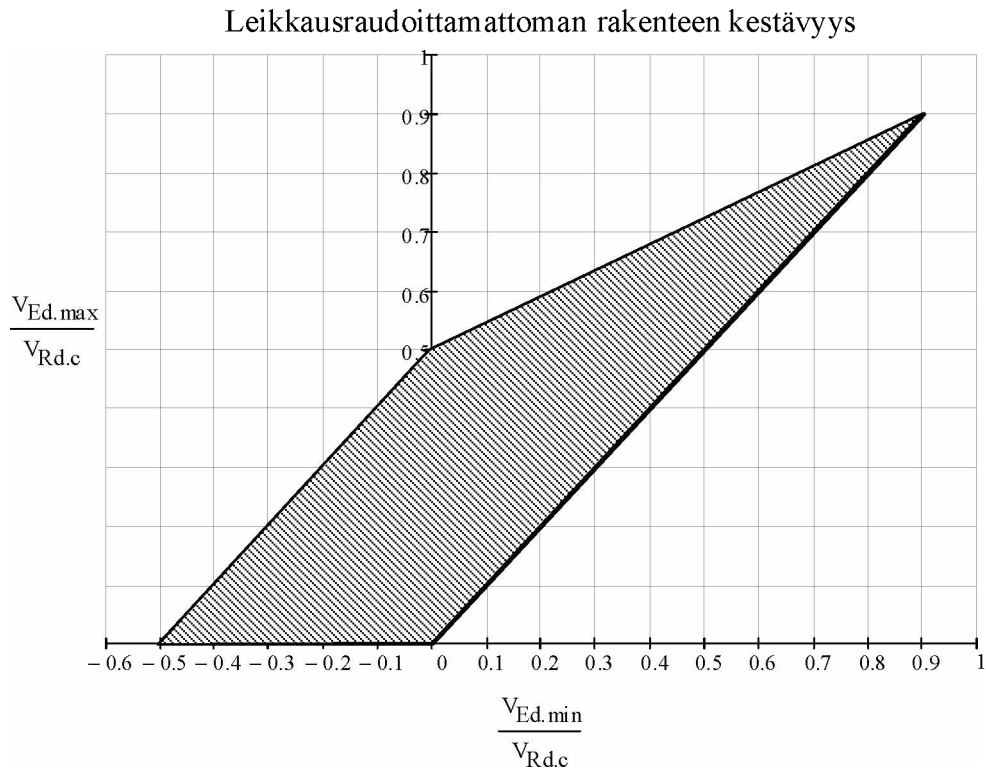
$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (68)$$

$$\leq 0,9, \text{ jos } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{tai} \quad \leq 0,8, \text{ jos } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

$$\text{kun } \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$$

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (69)$$

Edellisissä kaavoissa $V_{Ed,max}$ on tavallisen kuormitusyhdistelmän vallitessa vaikuttavan suurimman leikkausvoiman mitoitusarvo ja $V_{Ed,min}$ on tavallisen kuormitusyhdistelmän vallitessa vaikuttavan pienimmän leikkausvoiman mitoitusarvo samassa poikkileikkauksessa, jossa $V_{Ed,max}$ esiintyy ja $V_{Rd,c}$ on leikkauskestävyyden mitoitusarvo. Leikkausraudoittamattoman rakenteen tarkastuksissa käytetään tavallista kuormitusyhdistelmää eli liikennekuormalle käytetään yhdistelykerrointa ψ_1 . Kuvassa 33 on esitetty kaavojen (68) ja (69) mukainen diagrammi leikkauskestävyydelle.



Kuva 33. Leikkausraudoittamattoman rakenteen väsymiskestävyys leikkausrasituksen alaisena.

$V_{Rd,c}$ on leikkauskestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan kaavasta

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (70)$$

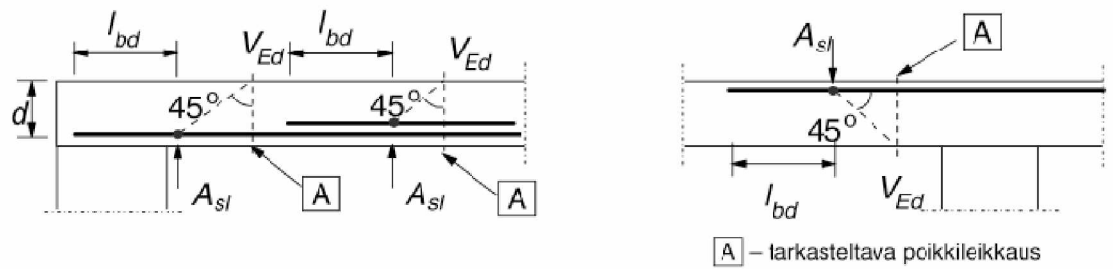
jossa kerroin $C_{Rd,c}$ on $0,18/\gamma_c$, kerroin k_1 on $0,15$, b_w on poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä alueella ja d on tehollinen korkeus. Kerroin k lasketaan kaavasta

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad (71)$$

missä tehollisen korkeuden d yksikkö on [mm]. Kerroin ρ_1 lasketaan kaavasta

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02, \quad (72)$$

missä A_{sl} on tarkasteltavasta poikkileikkauksesta itseisarvoltaan pienenevän momentin suuntaan vähintään mitan $l_{bd} + d$ jatkuvan vetoraudoituksen pinta-ala. Mitta l_{bd} on ankkurointipituuden mitoitusarvo. Vetoraudoituksen määrittelykohta on esitetty kuvassa 34.



Kuva 34. Poikkileikkaus [A], jossa kaavassa (72)(70) käytetty vetoraidoituksen pinta-ala A_{sl} määritellään. [10.]

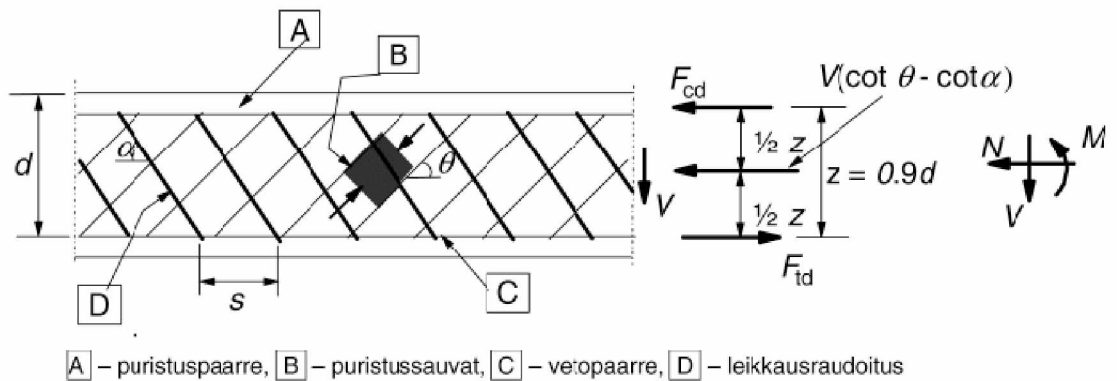
Kaavassa (70) esiintyvä jännitys σ_{op} ottaa huomioon puristavan normaalivoiman aiheuttaman pysyvän puristusjännityksen (esimerkiksi esijännityksen aiheuttama puristusjännitys). Kaavan (70) kerroin v_{min} saadaan kaavasta

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}. \quad (73)$$

Kertoimen v_{min} voi eurokoodin mukaan olettaa tarkoittavan betonin leikkauslujuutta.

Leikkausraudoitettu rakenne

Leikkausraudoitetulle rakenteelle lasketaan jännitysvaihteluväli leikkausraudoituksessa ja tarkastetaan betonin puristusjännitykset. Tärkeä ero eurokoodin ja suomalaisen menettelyn välillä on se, että eurokoodin mukaisessa menettelyssä ei oleteta betonille leikkaukskapasiteettia ollenkaan. Eurokoodissa käytetään leikkausraudoitetuille rakenteille kuvan 35 mukaista ristikkomallia.



Kuva 35. Leikkausraudoitettujen rakenneosien ristikkomalli. [10.]

Rakenteen leikkaukskapasiteetti leikkausterästen suhteen lasketaan kaavasta

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha, \quad (74)$$

missä A_{sw} on leikkausraudoituksen poikkileikkausala, s on leikkausraudoituksen harkaväli, z on sisäinen momenttivarsi ($0,9d$), f_{ywd} on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo, θ on betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma ja α on leikkausraudoituksen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma.

Toisaalta leikkauskestävyyttä voi rajoittaa betonisten puristuskaistojen kestävyys, joiden kapasiteetti lasketaan kaavasta

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)}, \quad (75)$$

missä α_{cw} on kerroin, jolla otetaan huomioon puristusjännitystilän vaikutus (jännittämättömissä rakenteissa yksi), b_w on puristuspaarten pienin leveys ja v_1 on leikkausvoiman vaikutuksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin, joka lasketaan kaavan (64) mukaan. Betonisten puristuskaistojen kestävyys ei tule määrääväksi rakenteissa, joissa on vain vähän leikkausraudoitusta.

Edellä olevat kaavat on tarkoitettu murtorajatilan kapasiteetin laskentaan, mutta niitä muokkaamalla saadaan jännitysvaihtelujen laskentaan soveltuvat kaavat. Terästen jännitykselle voidaan muodostaa kaava

$$\sigma_{sw,V} = \frac{V}{A_{sw} z (\cot \theta_{fat} + \cot \alpha) \sin \alpha}. \quad (76)$$

Betonin jännitys voidaan laskea kaavasta

$$\sigma_{c,V} = \frac{V}{\alpha_{cw} b_w z \frac{(\cot \theta_{fat} + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta_{fat})}}. \quad (77)$$

Edellisten kaavojen kulma θ_{fat} lasketaan murtorajatilassa käytetyn kulman θ avulla yhtälöstä

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0. \quad (78)$$

Näin lasketuista jännityksistä muodostetaan jännitysvaihtelut sekä leikkausraudoitukselle että betonille. Nämä jännitysvaihtelut voidaan sijoittaa kaavoihin (66) ja (67). Betonin osalta on huomattava, että kaava (67) on tarkoitettu käytettäväksi tavalisen kuormitusyhdistelmän kanssa. Lisäksi on huomattava, että betonin väsymiskestävyyttä pienennetään kertoimella v_1 , kun tarkastellaan puristuskaistoja.

Jos kaavojen (66) ja (67) ehdot täyttyvät, rakenteen voidaan olettaa kestävän väsymisrasitukset. Jos ehdot eivät täyty, sovelletaan myös leikkauksen aiheuttamiin jännitysvaihteluihin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää.

3.5.5 Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä

Eurokoodissa esitetty ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä teräsbetonisilloille on periaatteiltaan samanlainen kuin RSO:n ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä. Tällä menetelmällä saadaan selville, voidaanko väsymisikä olettaa rajattomaksi. Menetelmässä käytetyillä λ -kertoimilla otetaan huomioon rakenteen jännemitojen, rakenteen yli kulkevan liikenteen, rakenteen suunnitellun käyttöiän ja raiteiden lukumäärän vaikutus.

Betoniterästen väsymistarkastelu

Standardin SFS-EN 1992-2 [68] liitteen NN mukaan betoniterästen ja jänneterästen vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli lasketaan kaavasta

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \Phi \Delta\sigma_{s,71}, \quad (79)$$

missä $\Delta\sigma_{s,71}$ on kuormakaavion 71 aiheuttama teräksen jännitysvaihtelu. Kuormakaavioon 71 ei eurokoodin mukaan sovelleta α -kerrointa, kun tehdään väsymistarkasteluja. Dynaaminen suurennuskerroin Φ on standardin SFS-EN 1991-2 [45] kohdan 6.4.5 mukainen. Korjauskertoimen λ_s avulla lasketaan vaurion suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli.

Korjauskerroin λ_s ottaa huomioon, jännemitan, liikennemäärän, suunnitellun käyttöiän ja raiteiden määrän. Kerroin lasketaan kaavasta

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \times \lambda_{s,2} \times \lambda_{s,3} \times \lambda_{s,4}. \quad (80)$$

Kerroin $\lambda_{s,1}$ ottaa huomioon sillan jännemitan. Kun sillan jännemitta on välillä 2–20 metriä, se lasketaan kaavasta

$$\lambda_{s,1} = \lambda_{s,1}(2 \text{ m}) + [\lambda_{s,1}(20 \text{ m}) - \lambda_{s,1}(2 \text{ m})] \times [\log(L) - 0,3], \quad (81)$$

missä L on vaikutusviivan kriittinen pituus metreinä ja $\lambda_{s,1}(2 \text{ m})$ ja $\lambda_{s,1}(20 \text{ m})$ saadaan standardin SFS-EN 1992-2 liitteen NN taulukosta NN.2. Vaikutusviivan kriittisen pituuden arvoja ei ole annettu standardissa SFS-EN 1991-2 eikä standardissa SFS-EN 1992-2. Kriittisen pituuden määritelmä on kuitenkin annettu terässilltoja koskevan standardin SFS-EN 1993-2 [69] kohdassa 9.5.3(2) ja esimerkiksi vapaasti tuetuille yksiaukkoisille palkeille vaikutusviivan kriittinen pituus on sillan jännemitta.

Liikennemäärän huomioon ottava kerroin $\lambda_{s,2}$ lasketaan kaavasta

$$\lambda_{s,2} = \sqrt[k_2]{\frac{Vol}{25 \times 10^6}}, \quad (82)$$

missä Vol on sillan vuosittain ylittävä liikenne [t/v] ja k_2 on S–N-käyrän loppuosan kulmakerroin. Liikennemäärän perusarvon, eli edellisen kaavan jakajan, tulee olla sama kuin sen liikennemäärän, mihin λ_1 -kertoimen laskenta on perustunut. Esimerkiksi eurokoodin λ_1 -kertoimet perustuvat liitteessä 1 esitettyyn liikenteen koostumukseen ja liikennemäärään, joten liikennemäärän perusarvo on sen mukainen eli 25 miljoonaa tonnia per vuosi.

Kerroin $\lambda_{s,3}$ ottaa huomioon sillan käyttöiän, jonka perusarvoksi eurokoodissa on valittu 100 vuotta. Kerroin $\lambda_{s,3}$ lasketaan kaavasta

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{\text{Years}}}{100}}, \quad (83)$$

missä N_{Years} on sillan suunniteltu käyttöikä vuosina.

Kerroin $\lambda_{s,4}$ ottaa huomioon sillan raiteiden määrän. Tässä työssä tutkitaan vain yksiraiteisia siltoja, jolloin tämä kerroin saa arvon yksi.

Betonin väsymistarkastelu

Betonin väsymiskestävyys tarkastetaan seuraavasti standardin SFS-EN 1992-2 [68] liitteen NN mukaan. Ehto väsymiskestävyydelle on esitetty muodossa

$$14 \frac{1 - E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1 - R_{eq}}} \geq 6. \quad (84)$$

Epäyhtälö on johdettu standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] kaavasta 6.72, joka on

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1, \quad (85)$$

korvaamalla kerroin 0,43 lausekkeella $\log(10^6)/14$. Kaavassa (84) esiintyvä minimi- ja maksimijännityksen suhde R_{eq} lasketaan suhteena

$$R_{eq} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}}, \quad (86)$$

missä

$$E_{cd,min,eq} = \gamma_{Sd} \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (87)$$

ja

$$E_{cd,max,eq} = \gamma_{Sd} \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}}. \quad (88)$$

Edellisissä kaavoissa γ_{Sd} on mallin epävarmuuden osavarmuusluku (1,0) ja jännitykset $\sigma_{cd,min,eq}$ ja $\sigma_{cd,max,eq}$ ovat vakioamplitudisen jännitysvaihtelun ala- ja yläraja jännitysjaksojen määrän ollessa 10^6 . Ne voidaan määrittää kaavoista

$$\sigma_{cd,max,eq} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \quad \text{ja} \quad (89)$$

$$\sigma_{cd,min,eq} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}), \quad (90)$$

joissa $\sigma_{c,perm}$ on pysyvien kuormien betoniin aiheuttama puristusjännitys, $\sigma_{c,max,71}$ on betonin suurin puristusjännitys kuormien ominaisyhdistelmästä, $\sigma_{c,min,71}$ on betonin pienin puristusjännitys kuormien ominaisyhdistelmästä ja λ_c on korjauskerroin. Kaavoissa olevien jännitysten laskennassa ei huomioida muita muuttuvia kuormia kuin kuormakaavio 71 eikä esimerkiksi tuuli- tai lämpötilakuormaa tätä menetelmää käytettäessä huomioida.

Korjauskerroin λ_c ottaa huomioon kuormien aiheuttaman pysyvän jännityksen, sillan jännemitan, sillan liikennemäärän, sillan suunnitellun käyttöiän ja sillalla olevien raiteiden määrän. Kerroin lasketaan kaavalla

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \times \lambda_{c,1} \times \lambda_{c,2,3} \times \lambda_{c,4}. \quad (91)$$

Kertoimen $\lambda_{c,0}$ avulla otetaan huomioon pysyvien kuormien aiheuttama betonin jännitys ja se lasketaan kaavalla

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1,0. \quad (92)$$

Sillan jännemitan huomioon ottavalle kertoimelle $\lambda_{c,1}$ käytetään samaa kaavaa kuin betoniteräksille (kaava (81)). Taulukkoarvot kertoimille $\lambda_{c,1}(2 \text{ m})$ ja $\lambda_{c,1}(20 \text{ m})$ saadaan standardin SFS-EN 1992-2 [68] liitteen NN taulukosta NN.3.

Kertoimella $\lambda_{c,2,3}$ otetaan huomioon sillan ylittävän liikennemäärän ja käyttöikä. Kerroin lasketaan kaavasta

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log\left(\frac{Vol}{25 \times 10^6}\right) + \frac{1}{8} \log\left(\frac{N_{Years}}{100}\right). \quad (93)$$

Kaava eroaa betoniteräksen kertoimien $\lambda_{s,2}$ ja $\lambda_{s,3}$ kaavoista (82) ja (83), koska betonin kaava on logaritimuotoinen ja betoniteräksen kaavat ovat potenssi- tai juurifunktiota. Betonin kaavan erilaiselle muodolle ei ole esitetty eurokoodissa perusteita.

Kerroin $\lambda_{c,4}$ ottaa huomioon sillan raiteiden määrän. Tässä työssä tutkitaan vain yksi-raiteisia siltoja, jolloin tässäkin tapauksessa kerroin saa arvon yksi.

Normeerattu λ -kerroin

Seuraavassa on lisäksi sovellettu RSO 9:ssä [62] esitettyjä ohjeita, jotta eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää voidaan käyttää olemassa olevien siltojen väsymiskestävyyksien arviointiin. Eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmään on lisätty tarkennettu malli, jossa otetaan huomioon liikennemäärän ja ominaisjunien vaikutus. Menetelmässä käytetään RSO 9 mallin 3 kaavaa, jolla lasketaan eri aikakausien bruttotonneilla ja kalustolla normeerattu vaihtorasitusheilahduksen kerroin

$$\lambda_{s,k} = \frac{\lambda_s}{\sqrt[k_2]{Q_N}} \sqrt[k_2]{\sum_{i=1}^5 Q_i(k_i)^{k_2}}, \quad (94)$$

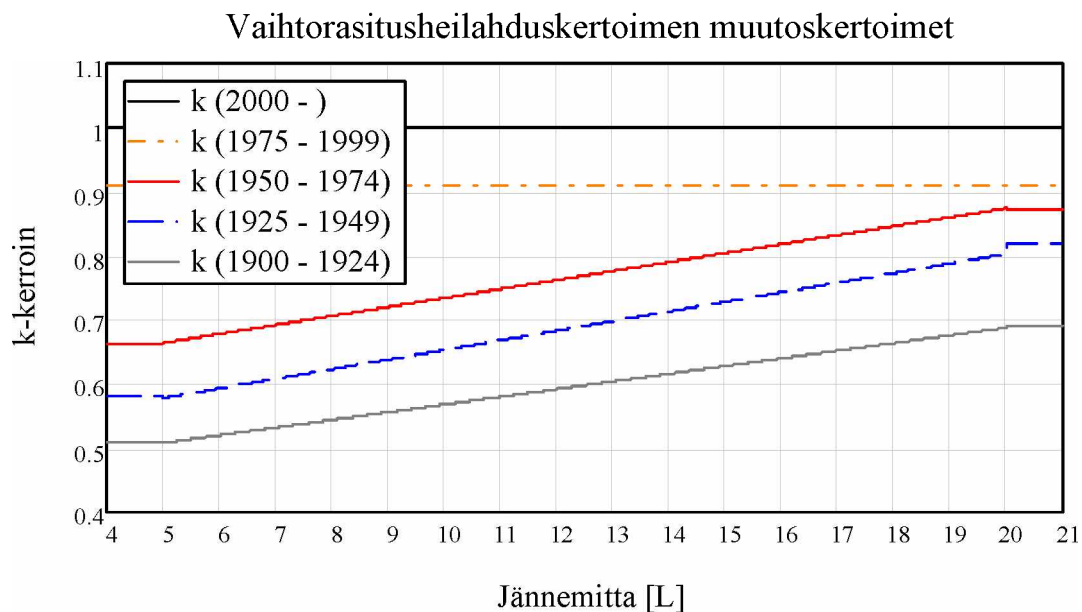
missä Q_N on kerrointa λ_s laskettaessa käytettyjen tarkasteluvuosien N aikana sillan ylittäneen liikenteen määrä [t], Q_i on aikakautena i sillan ylittänyt liikennemäärä [t] ja k_2 on jännitysekspONENTTI. Teräkselle jännitysekspONENTTINA on käytetty S–N-käyrän jälkimmäistä jännitysekspONENTTIA eli käytännössä 9 tai 25. Betonin jännitysekspONENTIN MÄÄRITTÄMINEN ON VAIKEAMPAA, koska sille ei ole teoreettista taustaa, mikä johtuu betonin ja teräksen S–N-käyrien eroista.

Jotta ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää voidaan soveltaa, tarvitaan vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroin, joka saadaan jännemitan funktiona taulukosta 9. Taulukko vastaa periaatteiltaan RSO 9:n mukaista taulukkoa, mutta kaikki arvot on jaettu 1,1:llä. Tämä valinta voidaan perustella seuraavalla tavalla. RSO 9:n taulukko perustuu λ -kertoimiin, jotka on muodostettu aikavälin 1975–1999 liikenteen mukaan. Tälle aikavälille k-kertoimen arvo on siis RSO 9:ssä 1,0. Muiden aikavälien k-kertoimet ovat suhteessa aikavälin 1975–1999 k-kertoimiin. Aikavälille 2000–2025 RSO 9:ssä on annettu k-kertoimelle arvo 1,1. Eurokoodin mukaiset λ -kertoimet perustuvat väsytyksiin, jotka on esitetty liitteessä 1. Niiden voidaan ajatella kuvaavan nykyistä ja tulevaa liikennettä. Tämän takia k-kerrointen tulee vuodesta 2000 eteenpäin saada arvo 1,0.

Taulukko 9. Vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroin k_i . [62.]

Aikakausi	i	Kerroin k_i		
		$L < 5 \text{ m}$	$5 \text{ m} < L < 20 \text{ m}$	$L > 20 \text{ m}$
1900–1924	1	0,509	$0,448 + 0,012 \times L$	0,691
1925–1949	2	0,582	$0,503 + 0,015 \times L$	0,818
1950–1974	3	0,664	$0,594 + 0,014 \times L$	0,873
1975–1999	4	0,909	0,909	0,909
2000–	5	1,00	1,00	1,00

Vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskertoimien arvo riippuu vain aikakauden liikenteen koostumuksesta ja junien akselipainoista ja -väleistä, joten myös aikaisempien aikavälien k-kertoimet voidaan jakaa 1,1:llä. Kuvassa 36 on esitetty eurokoodin kanssa käytettäväksi tarkoitetut vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskertoimet jännemitan funktiona.



Kuva 36. RSO 9 vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskertoimet jaettuna 1,1:llä eri aikakausina jännemitan funktiona.

Mikäli eurokoodin λ -kertoimet muutetaan vastaamaan suomalaisia todellisia junia, tullaan samaan tulokseen, koska liitteen 2 todelliset junat on laadittu vuoteen 2030 asti ulottuvan liikenne-ennusteen pohjalta [46]. Todellisten k-kertoimien laskeminen

eri aikakausille vaatisi todellisen liikenteen koostumuksen selvittämistä eri aikakausille ja useiden, sekä jännemitaltaan että rakennetyypiltään, erilaisten siltojen laskelmia. Niitä ei tämän työn puitteissa ole tehty vaan on käytetty edellä mainittua yksinkertaista jakamista 1,1:llä. Tässä työssä on laskettu esimerkkisilloille k-kertoimet ja verrattu niitä edellä mainittuun yksinkertaiseen jakamiseen.

3.5.6 Palmgren–Minerin mallin soveltaminen eurokoodissa

Toinen menetelmä johon eurokoodi antaa mahdollisuuden on Palmgren–Minerin malliin pohjautuva menetelmä. Menetelmästä ei ole annettu tarkkoja ohjeita, vaan on todettu standardin SFS-EN 1992-2 [68] kohdassa 6.8.7 (101):

”Tarkastelu suoritetaan käyttämällä liikennetietoja, S–N-käyriä, ja kansallisten viranomaisten määrittelemiä kuormakaavioita.” [68.]

Liikennetietoina voidaan käyttää standardin SFS-EN 1991-2 [45] liitteen D väsytyksen ja liikenteen koostumuksia. Nämä junat eivät kuitenkaan kuvaa suomalaista liikennettä, joten ne on suomalaisessa käytännössä tarkoitus korvata liitteessä 2 esitetyillä ominaisjunilla ja liikenteen koostumuksilla. Liitteiden ominaisjunat ja liikenteen koostumus kuvaavat nykyhetken ja lähitulevaisuuden kalustoa ja liikenteen koostumusta.

Betoniteräksille suoritettavat tarkastukset

Betoniteräksille suoritetaan vauriokertymän laskenta kappaleessa 3.3.1 esitetyllä tavalla eli lasketaan mitoituskertymä, valitaan käytettävä S–N-käyrä ja suoritetaan laskenta kaavan (27) mukaan.

Puristetulle betonille suoritettavat tarkistukset

Puristetun betonin väsymiskapasiteetti tarkastetaan standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] kohdan 6.8.7 ehdosta

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1. \quad (95)$$

Kaava on tarkoitettu vakioamplitudiselle jännitysvaihtelulle ja kuormanvaihtoluvun arvolle 10^6 . Kaavaa on tarkennettu standardissa SFS-EN 1992-2 [68] siten, että kerroin 0,43 korvataan lausekkeella

$$\frac{\log(N_i)}{14}. \quad (96)$$

Tällöin voidaan ratkaista murtoon johtava kuormanvaihtoluku tietyillä minimi- ja maksimijännitystasoilla i . Murtoon johtava kuormanvaihtoluku saa muodon

$$N_i = 10^{\left(14 \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}}\right)}, \quad (97)$$

missä jännityssuhde R_i lasketaan kaavasta

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}}, \quad (98)$$

missä $E_{cd,min,i}$ on puristusjännitysvaihtelun itseisarvon minimitaso, joka lasketaan kaavasta

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}}. \quad (99)$$

$E_{cd,max,i}$ on puristusjännitysvaihtelun itseisarvon maksimitaso, joka lasketaan kaavasta

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}}, \quad (100)$$

joissa jännitykset $\sigma_{cd,min,i}$ ja $\sigma_{cd,max,i}$ ovat jakson i jännityksen ala- ja yläraja.

Kaava (97) on lähes samaa muotoa kuin kappaleessa 2.3.4 esitetty kokeellisesti määritetty kaava (8), joka voidaan johtaa seuraavaan muotoon

$$N = 10 \left[\beta \left(\frac{1 - S_{cd,max}}{1 - R} \right) \right], \quad (101)$$

missä

$$S_{cd,max} = \frac{\sigma_{cd,max}}{f_{cd}}. \quad (102)$$

Verrattaessa kaavoja (97) ja (101) huomataan, että eurokoodin kaavan (97) eksponentin kerroin 14 vastaa kaavan (101) $1/\beta$:aa. Kappaleessa 2.3.4 esitettiin, että β olisi tutkimusten mukaan välillä 0,064–0,080, jolloin eksponentin kerroin $(1/\beta)$ olisi välillä 12,5–15. Toinen ero on se, että jälkimmäisessä kaavassa $S_{cd,max}$ on maksimijännityksen ja puristuslujuuden suhde. Eurokoodin kaavassa $E_{cd,max}$ on maksimijännityksen ja väsymislujuuden suhde. Lisäksi eksponentin jakajassa on eurokoodin kaavassa neliöjuuri, jota ei ole kaavassa (101). Nämä seikat johtavat siihen, että eurokoodin kaavalla saadaan selvästi pienempiä murtoon johtavan kuormanvaihtoluvun arvoja kuin kaavalla (8).

Eurokoodin murtoon johtavan kuormanvaihtoluvun kaavaa (97) tarkastelemalla havaitaan, että sen käyttäytyminen suurella maksimijännitystasolla ei ole loogista. Jos maksimijännitystaso lähestyy väsymislujuutta, niin maksimijännitystaso ($E_{cd,max}$) lähestyy ykköstä. Tämä johtaa siihen, että murtoon johtavan kuormanvaihtoluvun kaavan (97) eksponentti lähestyy nollaa, joten murtoon johtava kuormanvaihtoluku lähestyy ykköstä. Kuormanvaihtoluku on yksi, kun maksimijännitystaso on yhtä suuri kuin väsymislujuus eli betoni kestää yhden kuormituskerran. Tässä on selkeä ristiriita siihen, että betonin maksimijännitys on tällöin vielä pienempi kuin sen puristuslujuus.

Kaavojen (97) ja (101) eroja kuvaa seuraava esimerkki. Oletetaan betoniluokaksi K25. Tällöin puristuslujuuden mitoitusarvo on 12,39 N/mm² ja puristuslujuuden mitoitusarvo väsymisessä on 9,70 N/mm², jos betonin osavarmuusluku on 1,35 ja kertoimen α_{cc} arvo on 0,85. Kaavaa (101) käytettäessä β :lle on oletettu arvoiksi 0,080 ja 0,064, jotka olivat eri tutkimuksissa saatujen arvojen ylä- ja alaraja. Oletetaan lisäksi, että oman painon aiheuttama jännitys betonissa on 3,50 N/mm². Jännitysvaihteluiden

suuruudet ovat välillä 2–6 N/mm². Esimerkin laskenta eurokoodin ja kaavan (101) mukaan on esitetty seuraavissa taulukoissa 10 ja 11.

Taulukko 10. Murtoon vaadittavat kuormanvaihtoluvut esimerkkitaipauksessa eurokoodin mukaan laskettuna.

$\Delta\sigma$	$\sigma_{cd,min}$	$\sigma_{cd,max}$	$\frac{\sigma_{cd,min}}{f_{cd,fat}}$	$\frac{\sigma_{cd,max}}{f_{cd,fat}}$	R	N
2,0	3,5	5,5	0,36	0,57	0,64	$1,13 \times 10^{10}$
3,0	3,5	6,5	0,36	0,67	0,54	$6,31 \times 10^4$
4,0	3,5	7,5	0,36	0,77	0,47	22366
5,0	3,5	8,5	0,36	0,88	0,41	182
6,0	3,5	9,5	0,36	0,98	0,37	2,3

Taulukko 11. Murtoon vaadittavat kuormanvaihtoluvut esimerkkitaipauksessa kaavan (101) mukaan laskettuna.

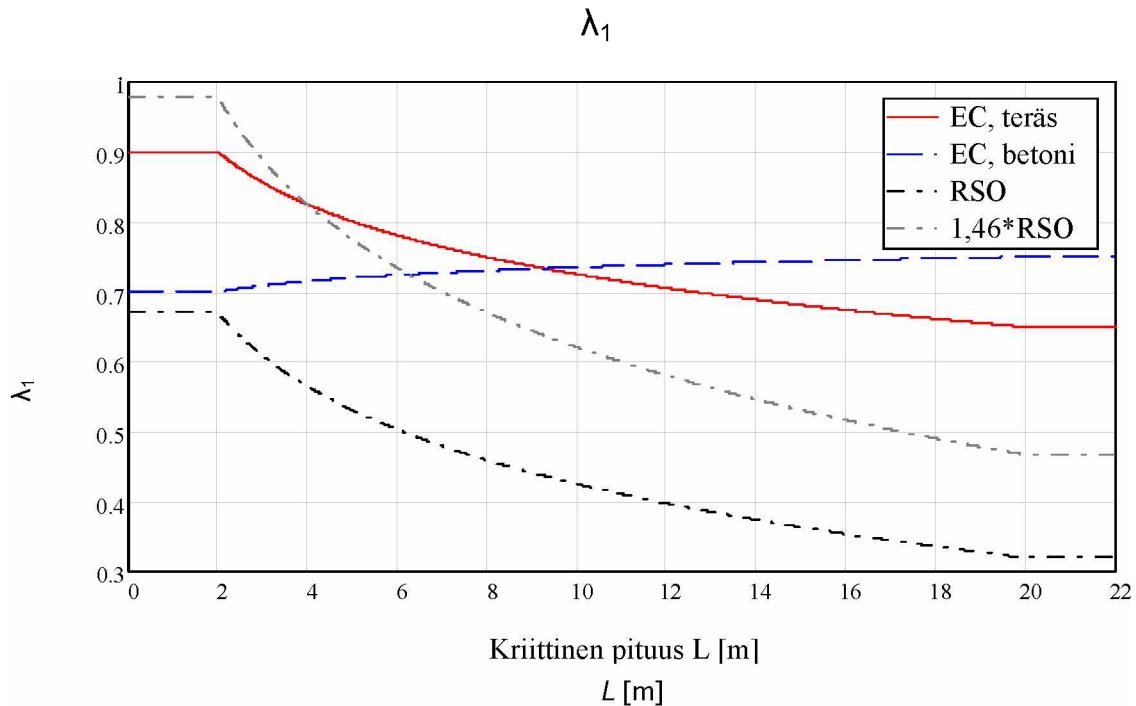
$\Delta\sigma$	$\sigma_{cd,min}$	$\sigma_{cd,max}$	$\frac{\sigma_{cd,min}}{f_{cd}}$	$\frac{\sigma_{cd,max}}{f_{cd}}$	R	$N(\beta=0,080)$	$N(\beta=0,064)$
2,0	3,5	5,5	0,28	0,44	0,64	$1,30 \times 10^{19}$	$7,79 \times 10^{23}$
3,0	3,5	6,5	0,28	0,52	0,54	$7,46 \times 10^{12}$	$1,23 \times 10^{16}$
4,0	3,5	7,5	0,28	0,61	0,47	$1,77 \times 10^9$	$3,63 \times 10^{11}$
5,0	3,5	8,5	0,28	0,69	0,41	$4,67 \times 10^6$	$2,17 \times 10^8$
6,0	3,5	9,5	0,28	0,77	0,37	$4,11 \times 10^6$	$5,85 \times 10^5$

Taulukoista huomataan selvästi, että eurokoodin mukaiset kuormanvaihtoluvut ovat kertaluokkia pienempiä kuin kaavan (101) mukaan lasketut. Tämä siitä huolimatta, että kaavojen erot ovat melko pieniä. Eurokoodin kuormanvaihtoluvun kaavassa olevan neliöjuuren vaikutus on pienempi kuin sen, että eurokoodissa jännitystasojen laskennassa jakajana on väsymislujuus eikä puristuslujuus, kuten kaavassa (101).

3.6 λ -kertoimien vertailu

Eurokoodin ja RSO:n mukaisissa λ -kertoimien kaavoissa on samoja piirteitä. Suurin ero on siinä, että eurokoodin λ -kertoimet on tarkoitettu käytettäväksi α -kertoimen arvolle 1,0 eli akselipainolle 22,5 tonnia. RSO:n mukaiset λ -kertoimet on laskettu uusien siltojen tarkastelussa Suomessa käytettävälle α -kertoimen arvolle 1,46 eli akselipainolle 35 tonnia. RSO:n mukaista λ -kerrointa muokataan laskentakuorman α -kertoimen avulla kaavan (42) mukaisesti. Tämän kohdan vertailuissa on oletettu laskentakuorman olevan LM71-22,5, joten RSO:n λ -kerroin tulee kertoa luvulla 1,46. Koska akselipainoilla on vaikutusta vain λ_1 -kertoimiin, on vertailuissa lisätty kerroin 1,46 λ_1 -kertoimeen.

Kuvassa 37 on esitetty λ_1 -kertoimet vaikutusviivan kriittisen pituuden funktiona. Eurokoodin mukaisissa kertoimissa on oletettu, että rataosan liikennettä kuvaa tavanomainen sekaliikenne.

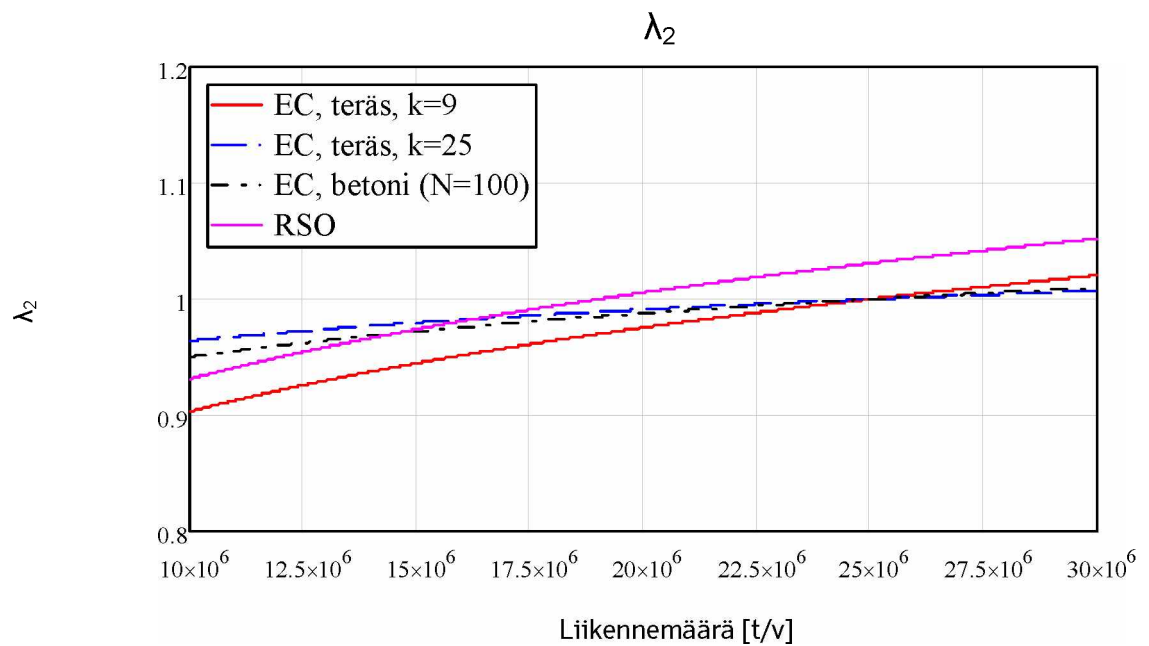


Kuva 37. λ_1 -kerroin vaikutusviivan kriittisen pituuden L funktiona.

Kuvan perusteella huomataan, että eurokoodin λ_1 -kerroin betonille käyttäytyy päinvastaisesti kuin muut kertoimet. Kertoimella 1,46 kerrottu RSO:n mukainen λ_1 -kerroin ja eurokoodin mukainen λ_1 -kerroin betoniteräkselle ovat kriittiseltä pituudeltaan lyhyillä silloilla melko lähellä toisiaan. Pidemmällä silloilla erot kasvavat, kunnes saavutetaan rajapituus, joka on molemmissa ohjeissa 20 metriä. Tällöin eurokoodin teräksen λ_1 -kertoimen ja 1,46:lla kerrotun RSO:n λ_1 -kertoimen ero on noin 0,18.

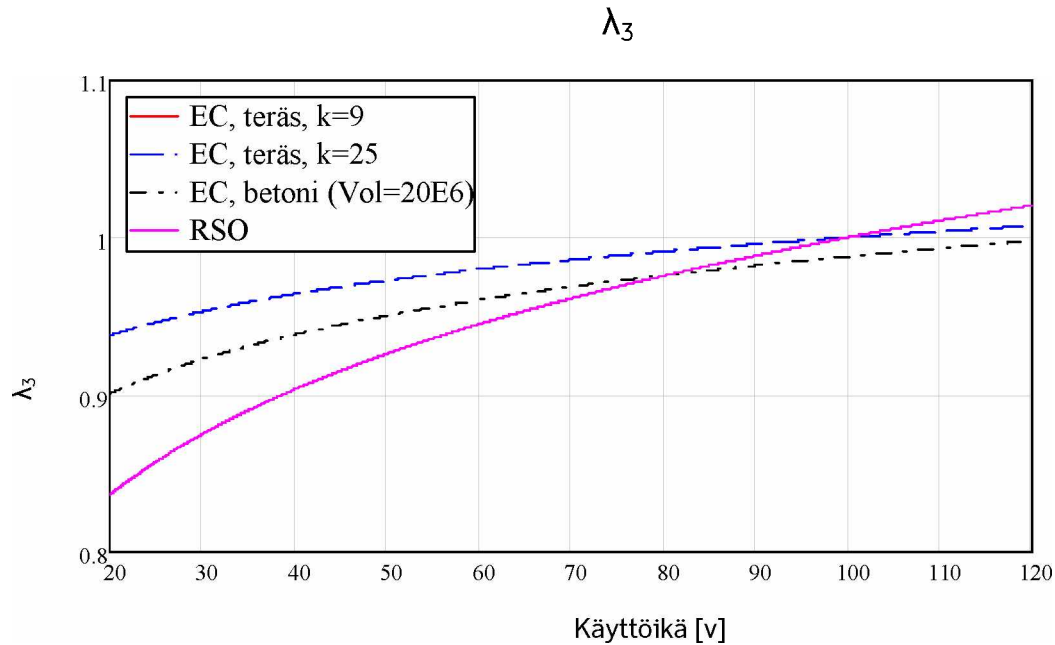
Liikennemäärän ja käyttöiän huomioivissa λ -kertoimissa on mukana S-N-käyrän jälkimmäinen jännityseksponentti. RSO:n mukaan jännityseksponentti on teräsbetonirakenteisille silloille 9. Eurokoodin kaavoihin on käytetty standardin SFS-EN 1992-1-1 [10] taulukon 6.3N jännityseksponenttia k_2 ja standardin SFS-EN 1268 [17] jännityseksponenttia k_2 , edellisen arvo on 9 ja jälkimmäisen 25.

Eurokoodissa ei ole betonille erillisiä λ_2 - ja λ_3 -kertoimia, vaan ne yhdistetty yhteen kertoimeen, joka ottaa huomioon sekä liikennemäärän että käyttöiän. Kuvassa 38 on esitetty λ_2 -kertoimet liikennemäärän funktiona. Kuvan eurokoodin mukaisessa betonin käyrässä käyttöiäksi on valittu 100 vuotta, jolloin $\lambda_{c,2,3}$ -kertoimeen on jäänyt muuttujaksi vain liikennemäärä. Kaikkien kertoimien arvot ovat melko lähellä toisiaan. Pienimmän ja suurimman ero on alle 10 prosenttia.



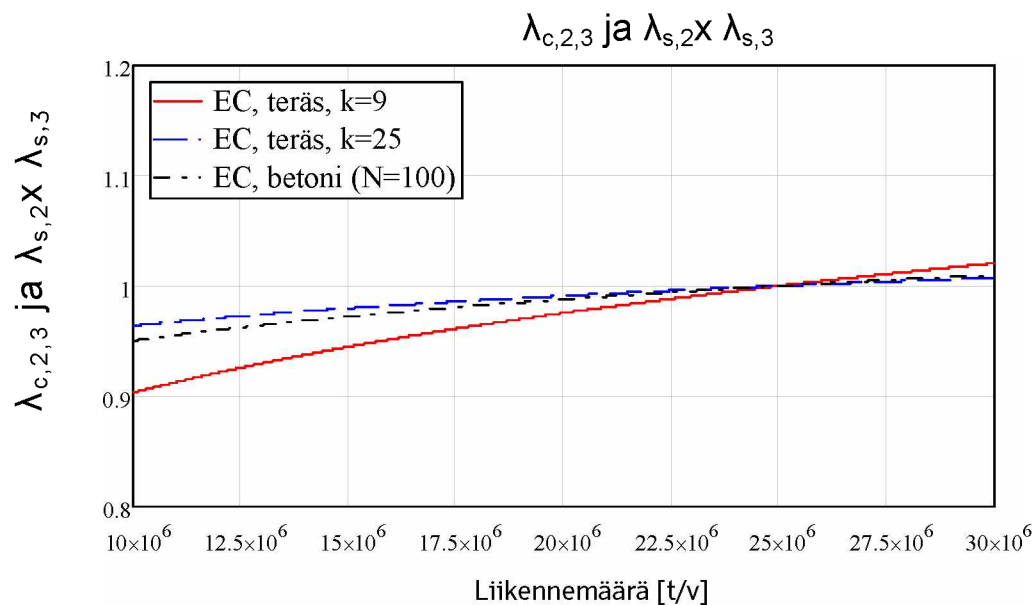
Kuva 38. λ_2 -kerroin liikennemäärän funktiona.

Kuvassa 39 on esitetty λ_3 -kertoimet käyttöiän funktiona. Kuvan eurokoodin mukaisessa betonin käyrässä liikennemääräksi on valittu 20×10^6 tonnia vuodessa, jolloin $\lambda_{c,2,3}$ -kertoimeen on jäänyt muuttujaksi vain käyttöikä. Käyrät ovat melko lähellä toisiinsa, erityisesti 100 vuoden käyttöiän kohdalla, koska se on valittu molemmissa menetelmissä ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän käyttöiän perusarvoksi. Eurokoodin betonin kertoimen käyrä ei ole yksi sadan vuoden kohdalla, koska liikennemäärä ei ole eurokoodin perusarvo eli 25×10^6 tonnia vuodessa.

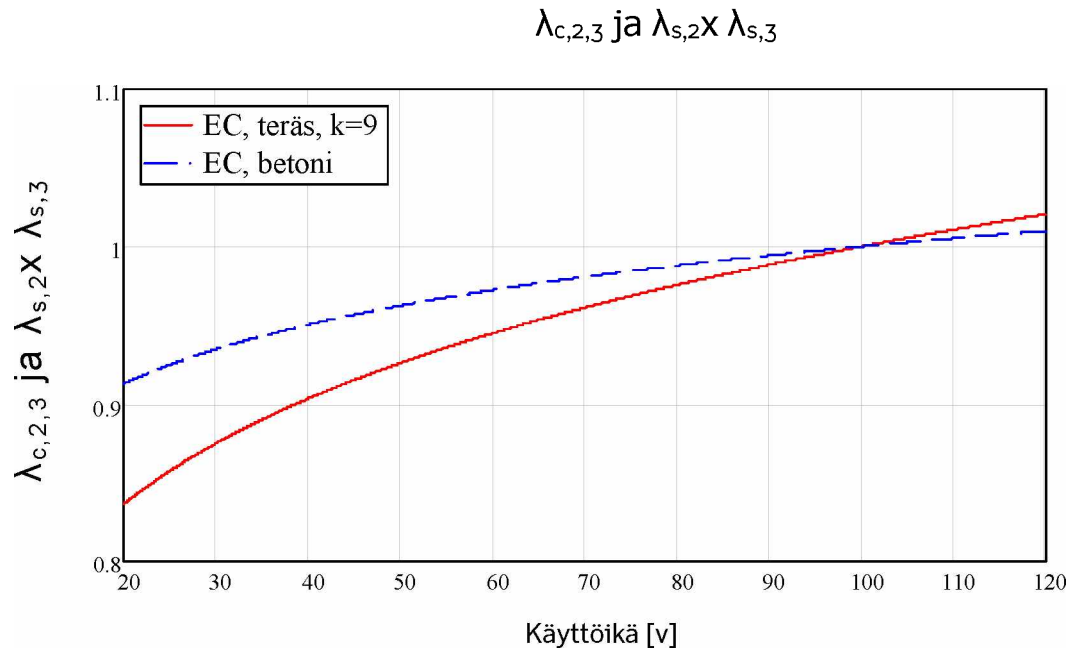


Kuva 39. λ_3 -kertoimet käyttöiän funktiona. Eurokoodin teräksen käyrä jännityseksponentin arvolla 9 saa samat arvot kuin RSO:n käyrä.

Kuvassa 40 on esitetty betonin kerroin $\lambda_{c,2,3}$ ja eurokoodin teräksen kertoimien $\lambda_{s,2}$ ja $\lambda_{s,3}$ tulo liikennemäärän funktiona. Kuvassa 41 on esitetty betonin kerroin $\lambda_{c,2,3}$ ja eurokoodin teräksen kertoimien $\lambda_{s,2}$ ja $\lambda_{s,3}$ tulo käyttöiän funktiona. Kuvien perusteella kertoimet antavat samansuuntaisia tuloksia, vaikka kaavojen muoto on eri. Betonin $\lambda_{c,2,3}$ -kertoimiin liikennemäärällä ja käyttöiällä on vähemmän vaikutusta kuin teräksen kertoimiin $\lambda_{s,2}$ ja $\lambda_{s,3}$.



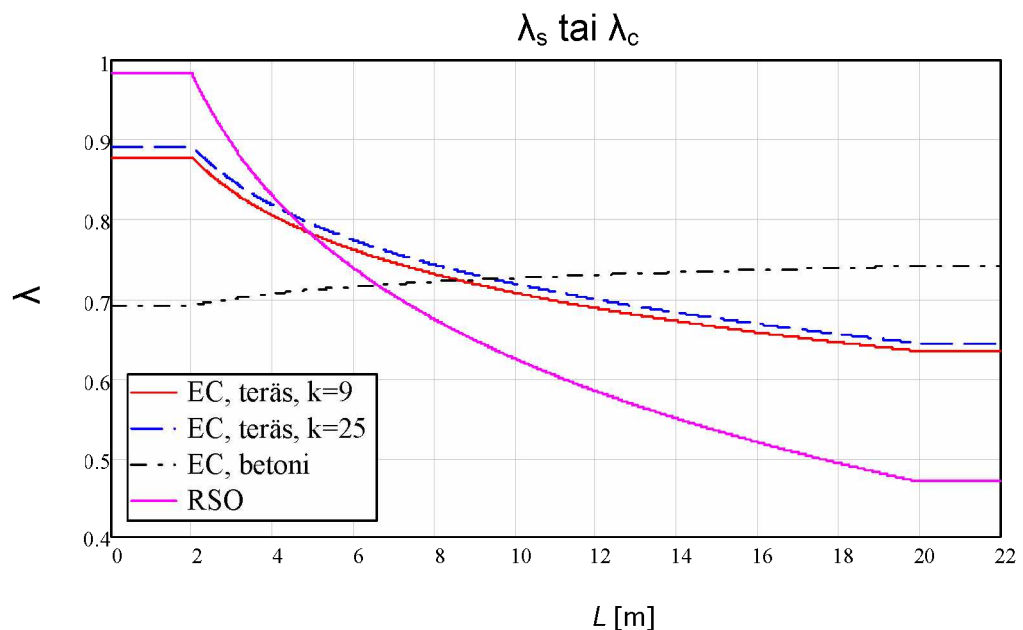
Kuva 40. $\lambda_{c,2,3}$ -kerroin ja kertoimien $\lambda_{s,2}$ ja $\lambda_{s,3}$ tulo liikennemäärän funktiona.



Kuva 41. $\lambda_{c,2,3}$ -kerroin ja kertoimien $\lambda_{s,2}$ ja $\lambda_{s,3}$ tulo käyttöiän funktiona.

Tässä työssä ei ole vertailtu λ_4 -kertoimia, jotka ottavat huomioon raiteiden lukumäärän. Työhön on valittu vain yksiraiteisia ratoja, jolloin λ_4 -kerroin saa arvon yksi.

Kokonaisuutena λ -kertoimet on esitetty kuvassa 42. Kuvan kertoimet ovat ne joita käytetään, jos laskentakuormana on ollut LM71-22,5. Kuvan mukaiset käyrät on laskettu 100 vuoden käyttöiällä ja 20×10^6 t/v liikennemäärällä.



Kuva 42. Korjauskertoimet vaikutusviivan kriittisen pituuden funktiona. Kuvassa on oletettu 100 vuoden käyttöikä ja 20×10^6 tonnin liikennemäärä vuodessa.

Kuvan perusteella RSO antaisi alle viiden metrin kriittisillä pituuksilla suurimmat arvot λ -kertoimelle. Tätä pidemmillä kriittisen pituuden arvoilla RSO:n λ -kertoimen arvo

pienenee eniten. Eurokoodin mukaisista käyristä teräksille huomataan, että jännityseksponentilla on λ -kertoimeen vain pieni vaikutus. Kaikki muut käyrät ovat laskevia, mutta eurokoodin mukainen betonin λ -kerroin on nouseva. Perusteluja tälle ei ole esitetty missään. Kertoimia verrattaessa on muistettava, että ne eivät ole suoraan vertailukelpoisia, koska sekä materiaaliomaisuudet että väsymisrajat ovat erilaiset eri ohjeissa.

Tässä työssä esitetyssä eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän sovelluksessa ei käytetä λ_2 - ja λ_3 -kertoimia vaan liikennemäärä ja käyttöikä otetaan huomioon normeeratulla λ -kertoimella.

4 Vertailulaskelmat

4.1 Laskelmien sisältö

Tässä luvussa esitellään tähän työhön liittyvät vertailulaskelmat. Vertailulaskelmat on tehty Kyytiojan ja Silverin ratasilloille. Kummallekin sillalle on suoritettu seuraavat tarkastelut.

Menettelytapa 1. Kapasiteettitarkastukset Response-2000-ohjelmalla

Voimasuureiden laskennassa on käytetty kuormakaaviota 71, joka sisältää α -kertoimen. Tarkastelu Response-2000-ohjelmalla on suoritettu jänteen keskikohdalle ja etäisyydelle d tuesta. Taivutuskapasiteetti on tarkastettu kaavalla (11) ja leikkauskapasiteetti on tarkastettu kaavalla (12). Response-2000-ohjelma laskee poikki-leikkauksen kestävyuden muunnettuun puristuskenttäteoriaan pohjautuen (modified compression field theory, MCFT) [43].

Menettelytapa 2. Eurokoodin väsytyksen ja Palmgren–Minerin malli

Tämä menettelytapa vastaa uuden sillan väsymistarkastelua Palmgren–Minerin mallilla ja eurokoodissa esitetyillä väsytyksen ja väsytyksen. Kuormina on käytetty eurokoodin mukaisia väsytyksen ja väsytyksen koostumusta, jotka on esitetty liitteessä 1. Väsytyksen aiheuttamista kuormituksista on laskettu Rainflow-menetelmällä mitoituskertymät ja niiden avulla Palmgren–Minerin mallilla betonille ja teräkselle vauriosummat yhdelle vuorokaudelle, yhdelle vuodelle, 100 vuodelle. Lisäksi on laskettu käyttöikä. Teräksen materiaaliomaisuuksina on käytetty sekä standardin SFS-EN 1992-1-1 että standardin SFS 1268 mukaisia S–N-käyriä. Tarkastelu on suoritettu sillan jänteen keskikohdalla.

Menettelytapa 3. Suomalaiset mitoitukset ja Palmgren–Minerin malli

Tämä menettelytapa vastaa uuden sillan väsymistarkastelua Palmgren–Minerin mallilla ja suomalaisilla mitoitusten ja väsytyksen. Kuormina on käytetty suomalaisia todellisia juna- ja raskaan liikenteen koostumusta, jotka on esitetty liitteessä 2. Mitoitusten aiheuttamista kuormituksista on laskettu Rainflow-menetelmällä mitoituskertymät ja niiden avulla Palmgren–Minerin mallilla betonille ja teräkselle vauriosummat yhdelle vuorokaudelle, yhdelle vuodelle, 100 vuodelle. Lisäksi on laskettu käyttöikä. Teräksen materiaaliomaisuuksina on käytetty sekä standardin SFS-EN 1992-1-1 että standardin SFS 1268 mukaisia S–N-käyriä. Tarkastelu on suoritettu sillan jänteen keskikohdalla.

Menettelytapa 4. Vanhat ominaisjuna- ja Palmgren–Minerin malli

Tässä menettelytavassa on laskettu aikakaussittain sillalle vuoden ja 100 vuoden vauriosumma sekä käyttöikä. Kuormituksena on käytetty kunkin aikakauden ominaisjuna- ja RSO 9 mukaista liikennemäärää. Henkilö- ja tavarajunien määrät on laskettu lähteen [48] junamäärien suhteen ja RSO 9 liikennemäärän avulla. Ominaisjunien aiheuttamista kuormituksista on laskettu Rainflow-menetelmällä mitoituskertymät ja niiden avulla Palmgren–Minerin mallilla betonin ja teräksen vauriosummat yhdelle vuodelle ja 100 vuodelle. Teräksen materiaaliomaisuuksina on käytetty sekä standardin

SFS-EN 1992-1-1 että standardin SFS 1268 mukaisia S–N-käyriä. Tarkastelu on suoritettu sillan keskikohdan betonille ja teräksille.

Menettelytapa 5. Todelliseen liikenteeseen perustuva käyttöikä

Tässä menettelytavassa lasketaan todelliseen liikenteeseen perustuva käyttöikä. Kuormina on käytetty sillan rakentamisvuodesta eteenpäin tarkastalteen aikakauden ominaisjunia ja vuodesta 2000 eteenpäin suomalaisia mitoitusjunia. Liikennemäärät ovat RSO 9:n mukaisia. Tarkastelu on suoritettu sillan keskikohdalle. Teräksen materiaaliomaisuuksina on käytetty sekä standardin SFS-EN 1992-1-1 että standardin SFS 1268 mukaisia S–N-käyriä.

Menettelytapa 6. Eurokoodin yksinkertaiset tarkastukset taivutusmomentin ja leikkausvoiman aiheuttamille jännityksille

Tässä menettelytavassa on tarkastettu teräksen ja betonin jännitykset eurokoodin mukaisilla tarkastuksilla. Kuormituksina on betonin tarkastuksessa (kaava (67)) tavanomainen kuormitusyhdistelmä ja teräksen tarkastuksessa (kaava (66)) ominaisyhdistelmä. Tarkastus taivutusmomentille on suoritettu sillan jänteen keskikohdassa ja leikkausvoimalle etäisyydellä d tuesta sekä kohdassa, jossa leikkausraudoitus loppuu.

Menettelytapa 7. Eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä taivutusmomentille ja leikkausvoimalle

Tässä menettelytavassa on tarkastettu kahdella eri mallilla betonin ja terästen väsymiskestävyys sekä taivutuksessa että leikkauksessa. Malli 1 vastaa uuden sillan mitoitusliikennemäärän ja käyttöiän perusarvoilla. Tarkennetussa mallissa otetaan huomioon todellinen liikennemäärä ja ominaisjunat aikakausittain RSO 9 ohjeiden mukaan. Tarkennetulla mallilla on tarkastettu betonin ja teräksen väsymiskestävyys 100 vuodelle sekä taivutuksessa että leikkauksessa. Lisäksi on laskettu taivutus- ja leikkausterästen sekä puristetun betonin käyttöiät.

Menettelytapa 8. RSO:n ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä taivutukselle ja leikkausvoimalle

Tässä menettelytavassa on tarkastettu RSO 9:ssä esitetyillä kolmella eri mallilla betonin ja terästen väsymiskestävyys sekä taivutuksessa että leikkauksessa. Malli 1 vastaa uuden sillan mitoitusliikennemäärän ja käyttöiän perusarvoilla. Mallissa 2 otetaan huomioon todellinen liikennemäärä. Mallilla 2 on tarkastettu betonin ja teräksen väsymiskestävyys 100 vuodelle sekä taivutuksessa että leikkauksessa.

Mallilla 3 otetaan huomioon todellinen liikennemäärä aikakausittain ja huomioidaan ominaisjunien vaikutukset eli sovelletaan k-kerrointa. Mallilla 3 on tarkastettu betonin ja teräksen väsymiskestävyys 100 vuodelle sekä taivutuksessa että leikkauksessa. Lisäksi on laskettu taivutus- ja leikkausterästen sekä puristetun ja leikkausrasitetun betonin käyttöiät.

Muut laskelmat

Edellisten laskelmien lisäksi silloille on laskettu $\lambda_{s,1}$ -kertoimet eurokoodin väsytyksjunien ja suomalaisten mitoitusjunien Palmgren–Minerinin mallin laskelmien perusteella. Laskelmat on tehty kappaleen 3.3.2 menettelyä käyttäen. Teräksen materiaaliominaisuudet ovat joko standardista SFS-EN 1992-1-1 tai standardista SFS 1268.

Palmgren–Minerin malliin perustuvien laskelmien pohjalta on laskettu myös k-kertoimet eri aikakausien junille kyseiselle sillalle. Tämä on tehty siten, että on laskettu ekvivalentti jännitysvaihteluväli sadassa vuodessa, jonka aikana liikenteen on ajateltu tapahtuvan tietyn aikakauden junilla. Liikennemääräksi on oletettu liikennemäärän perusarvo, jotta kertoimet $\lambda_{s,2}$ ja $\lambda_{s,3}$ ja $\lambda_{c,2,3}$ saavat arvon yksi.

Tätä ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä on verrattu Palmgren–Minerin mallin avulla laskettuun ekvivalenttiin jännitysvaihteluväliin, jolloin voidaan laskea k-kerroin kyseisen aikakauden junille. Koska laskelmassa on käytetty liikennemäärän ja käyttöiän perusarvoja, voidaan normeeratun vaihtorasitusheilahduskertoimen kaava (94) johtaa seuraavaan muotoon

$$k_i = \frac{\Delta\sigma_{ekv}}{\lambda_s \Delta\sigma_s}, \quad (103)$$

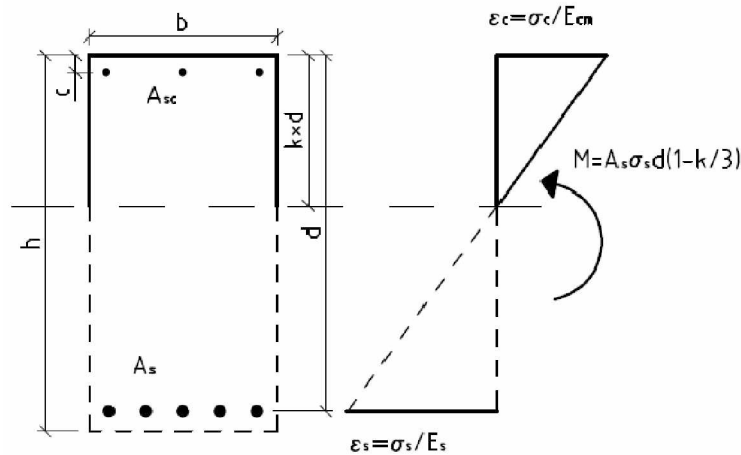
missä $\Delta\sigma_{ekv}$ on kyseisen aikakauden ominaisjunien 100 vuoden aikana aiheuttamasta vauriosummasta laskettu ekvivalentti jännitysvaihteluväli, $\Delta\sigma_s$ on mitoituskuorman ja dynaamisen suurennuskertoimen tulo ja λ_s on eurokoodin mallin 1 mukainen λ -kerroin. Tämä laskelma on toistettu kullekin aikakaudelle ja lisäksi eurokoodin väsytyksjunille ja suomalaisille todellisille junille. Näitä k-kertoimia on verrattu RSO 9:n k-kertoimiin.

4.2 Jännitysten laskennan periaatteet

Halkeilemattoman poikkileikkauksen jännitykset voidaan laskea tavanomaisen kimmoiteorian mukaisesti. Taivutettua poikkileikkausta voidaan pitää halkeilemattomana, jos maksimitaivutusmomentin aiheuttama vetojännitys ei ylitä betonin vetokestävyyttä [27, s. 345]. Jos poikkileikkaus säilyy halkeilemattomana, jännitysvaihtelut ovat niin pieniä, että ne eivät aiheuta väsymistä.

Halkeilleen poikkileikkauksen jännitysten laskennassa tehdään seuraavat oletukset. Materiaaleissa ei tapahdu plastisoitumista ja poikkileikkauksen venymäjakauma on lineaarinen. Haljenneen poikkileikkauksen jännitysten laskennan merkinnät on esitetty kuvassa 43, joka on mukaelma lähteen [27, s. 321] kuvasta 1/5.1.

Poikkileikkaus ja sen venymäkuvio 1:20



Kuva 43. Halkeillut poikkileikkaus ja sen venymäkuvio käyttörajatilassa. [27, s. 321.]

Kuvan 43 perusteella voidaan laskea poikkileikkauksen raudoituksen ja betonin jännitykset. Ensin tarvitaan tieto betonin puristetun pinnan korkeudesta haljenneessa poikkileikkauksessa. Puristetun pinnan korkeus (x) lasketaan seuraavalla kaavalla

$$x = \sqrt{(A_s \alpha_e)^2 + 2A_s d \alpha_e} - A_s \alpha_e, \quad (104)$$

missä α_e on teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde. Puristuspuunnan korkeuden ja kuvan 43 merkintöjen mukaisesti betonin jännitys voidaan laskea kaavasta

$$\sigma_c = - \frac{M}{0,5bd^2k_x \left(1 - \frac{k_x}{3}\right) + \alpha_e A_{sc}(d - c) \frac{k_x - \frac{c}{d}}{k_x}}, \quad (105)$$

missä

$$k_x = \frac{x}{d}. \quad (106)$$

Teräksen jännitys lasketaan vastaavasti kaavasta

$$\sigma_s = -\sigma_c \left(0,5 \frac{k_x}{\rho} + \alpha_e \frac{A_{sc}}{A_s} \frac{k_x - \frac{c}{d}}{k_x} \right), \quad (107)$$

missä ρ on raudoitussuhde. Puristetuilla teräksillä ei ole merkittävää vaikutusta jännitystilaan, joten niiden vaikutus voidaan jättää pois. Silloin kaavat (105) ja (107) yksinkertaistuvat muotoihin

$$\sigma_c = - \frac{M}{0,5bd^2k_x \left(1 - \frac{k_x}{3}\right)} \quad \text{ja} \quad (108)$$

$$\sigma_s = -\sigma_c \left(0,5 \frac{k_x}{\rho} \right) = \frac{M}{A_s d \left(1 - \frac{k_x}{3} \right)}. \quad (109)$$

Käyttörajan todellinen jännitys jakauma ei ole betonin osalta kuitenkaan lineaarinen, koska betonin puristetuimmassa osassa tapahtuu vähittäistä materiaalin turmeltumista, erityisesti väsyttävän kuormituksen alaisena. Tätä ei kuitenkaan ole huomioitu vertailulaskelmissa, koska eurokoodissa tai nykyisissä ohjeissa ei ole esitetty tähän mitään menetelmiä. Toinen betonin jännitykseen vaikuttava tekijä on viruma, joka pienentää pysyvistä kuormista betoniin syntyviä jännityksiä.

4.3 Mallinnusperiaatteet

Rakenteet mallinnetaan FE-menetelmällä kuorielementeistä. FEM-ohjelmistona on käytetty LUSAS 14.2:ta. Elementteinä on käytetty ohjelmiston 8 solmuisia kuorielementtejä. Siltojen laatat on mallinnettu koko leveydeltään tasapaksuina laattoina. Reunapalkkien laattaa paksumpaa osuutta ei käytetä malleissa, koska niitä ei ole raudoitettu toimimaan yhdessä kansilaatan kanssa eli reunapalkkien yläosa otetaan huomioon vain kuormana.

Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmässä riittävä tarkkuus saavutetaan jakamalla kuormakaavio 71:n akselikuormat tasaiseksi kuormaksi. Palmgren–Minerin malliin liittyvissä tarkasteluissa akselikuormat on jaettu tietyn kokoiselle alueelle. Alueen koko riippuu tukikerroksen paksuudesta. Jakautumisen tarkempi analyysi olisi tarpeellista, jos rakennetta tutkittaisiin paikallisesti.

4.4 Kohteet

Kyytiojan ratasilta

Kyytiojan ratasilta sijaitsee Seinäjoki–Oulu rataosalla kilometrilukemalla 614+026. Sillan kansirakenteet ovat vuodelta 1959. Kyytiojan ratasilta on yksiaukkoinen teräsbetoninen laattasilta. Sen jänneväli on noin 4,5 metriä ja kansilaatan leveys on 4,8 metriä. Kansilaatan paksuus on sillan päädyissä 500 millimetriä ja keskellä 550 millimetriä. Materiaaleina sillassa on käytetty betonia BK 250 ja terästä V40, jonka oletetaan vastaavan terästä A400HW. Alapinnan raudoituksena ovat 18 millimetrin harjaterästangot 130 millimetrin jaolla. Pääteräksistä puolet on taivutettu vinosti ylös tukialueiden lähellä eli ne toimivat leikkausraudoituksena.

Sillasta erikoistarkastuksen yhteydessä otettujen valokuvien mukaan sillan reunapalkkeja on korotettu ja nykyiset reunapalkit ovat noin 700 millimetriä korkeita. Tukikerroksen paksuudeksi on oletettu 820 millimetriä. Rataosan akselipainoraja on 22,5 tonnia, joten α -kerroin on 1,0.

Silverin ratasilta

Silverin ratasilta sijaitsee Seinäjoki–Oulu rataosalla kilometrilukemalla 615+050. Sillan kansirakenteet ovat vuodelta 1959. Silverin ratasilta on yksiaukkoinen teräsbetoninen laattasilta. Sen jänneväli on noin 2,67 metriä ja kansilaatan leveys on 4,8 metriä. Kansilaatan paksuus on sillan päissä 300 millimetriä ja keskellä 330 millimetriä.

Materiaaleina sillassa on käytetty betonia BK 250 ja terästä V40, jonka oletetaan vastaavan terästä A400HW. Alapinnan raudoituksena ovat 15 millimetrin harjaterästan-
got 130 millimetrin jaolla. Pääteräksistä kolmasosa on taivutettu vinosti ylös tukialu-
eiden lähellä eli ne toimivat leikkausraudoituksena.

Sillasta erikoistarkastuksen yhteydessä otettujen valokuvien mukaan sillan reuna-
palkkeja on korotettu ja nykyiset reunapalkit ovat noin 650 millimetriä korkeita sillan
kannesta ylöspäin. Tukikerroksen paksuudeksi on oletettu 900 millimetriä. Rataosan
akselipainoraja on 22,5 tonnia, joten α -kerroin on 1,0.

4.5 Tulokset

4.5.1 Taivutusväsymislaskelmien tulokset

Response-2000-ohjelmalla suoritettujen kapasiteetin tarkastukset ja eurokoodin yksin-
kertaiset tarkastukset on esitetty seuraavassa taulukossa. Tarkastukset on suoritettu
jälkeen keskikohdan poikkileikkaukselle, jossa vaikuttaa vain taivutusmomentti.

*Taulukko 12. Response-2000-ohjelmalla tehdyt tarkastukset ja eurokoodin yksinker-
taiset tarkastukset jätteen keskikohdassa.*

Response-2000		
	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$M_{fat,max}$ [kNm/m]	212,7	81,1
$0,5 \times M_{ult}$ [kNm/m]	168,0	64,3
Käyttöaste [%]	127	126
Eurokoodin yksinkertaiset tarkastukset		
<i>Puristettu betoni</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$\frac{\sigma_{cd,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{cd,min}}{f_{cd,fat}} < 0,9$	$0,988 > 0,689 < 0,9$	$1,083 > 0,658 < 0,9$
<i>Teräksen jännitysvaihtelu (k_2 on 9)</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$\Delta\sigma_{LM71-22,5}$ [N/mm ²]	167,2	185,0
$\Delta\sigma_{SALL}$ [N/mm ²]	137,7	169,5
Käyttöaste [%]	121	134
<i>Teräksen jännitysvaihtelu (k_2 on 25)</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$\Delta\sigma_{LM71-22,5}$ [N/mm ²]	167,2	185,0
$\Delta\sigma_{SALL}$ [N/mm ²]	169,5	169,5
Käyttöaste [%]	99	109

Response-2000-ohjelmalla tehtyjen laskelmien käyttöasteet olivat selkeästi yli 100
prosentin eli tarkempia tarkasteluita tarvitaan molemmilla silloilla. Samaan viittaavat
myös eurokoodin yksinkertaiset tarkastukset. Betonin maksimijännitys on Silverin
ratasillassa jopa enemmän kuin väsymisluku. Myös terästen käyttöasteet ovat yli
100 prosenttia lukuun ottamatta Kyytiojan ratasillaa, jos teräksen materiaaliominais-
uuksina käytetään standardin SFS-EN 1268 mukaisia arvoja.

Seuraavassa taulukossa on esitetty sekä RSO:n että eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän eri mallien tulokset taivutusterästen ja taivutuksessa puristetun betonin osalta.

Taulukko 13. Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmien tulokset taivutukselle.

Eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä

<i>Puristettu betoni, $14 \frac{1-E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1-R_{eq}}} \geq 6$</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Malli 1	1,146 < 6	-0,064 < 6
Tarkennettu malli (100 vuotta)	1,847 < 6	0,712 < 6
Käyttöikä [vuotta]	21	0

<i>Teräksen jännitysvaihtelu (k_2 on 9)</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Malli 1 [N/mm ²]	135,7	160,8
Tarkennettu malli (100 vuotta) [N/mm ²]	126,5	149,9
Sallittu [N/mm ²]	137,7	137,7
Käyttöikä [vuotta]	160	71

RSO:n ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä

<i>Puristetun betonin jännitysvaihtelu</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Malli 1 [N/mm ²]	5,04	10,55
Malli 2 [N/mm ²]	4,91	10,27
Malli 3 (100 vuotta) [N/mm ²]	5,33	11,15
Sallittu [N/mm ²]	3,10	3,10
Käyttöikä [vuotta]	18	0

<i>Teräksen jännitysvaihtelu</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Malli 1 [N/mm ²]	134,2	165,4
Malli 2 [N/mm ²]	130,7	161,1
Malli 3 (100 vuotta) [N/mm ²]	133,7	164,8
Sallittu [N/mm ²]	112,5	125,0
Käyttöikä [vuotta]	77	68

Betonin osalta kaikilla menetelmillä saadaan hyvin lyhyt tai olematon käyttöikä. Silverin ratasillalla eurokoodin tarkastuksessa saadaan negatiivinen vertailuarvo, koska maksimijännitys on suurempi kuin betonin väsymislujuus. Mielenkiintoista on huomata, että betonille laskettu käyttöikä on lähes sama molemmilla menetelmillä, vaikka tarkastusehto on erityyppinen. Teräkselle lasketut käyttöiät ovat 100 vuoden molemmin puolin. Molemmilla menetelmillä lasketut teräsjännitykset ovat lähellä toisiaan. Käyttöikien ero syntyy lähinnä väsymiskestävyyden eri arvoista.

Palmgren–Miner-mallin laskelmien mukaiset käyttöiät on esitetty seuraavassa taulukossa.

Taulukko 14. Palmgren–Minerin laskelmien mukaiset käyttöiät.

<i>Puristettu betoni</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Eurokoodin väsytyksjunat ja tavanomaisen liikenteen koostumus	0,0056	0,00039
Suomalaiset mitoitusjunat ja raskaan liikenteen verkko	0,0076	0,00037
Todellinen liikennemäärä ja ominaisjunat	16	16

<i>Teräs (SFS-EN 1992-1-1, k_2 on 9)</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Eurokoodin väsytyksjunat ja tavanomaisen liikenteen koostumus	426	141
Suomalaiset mitoitusjunat ja raskaan liikenteen verkko	549	145
Todellinen liikennemäärä ja ominaisjunat	827	249

<i>Teräs (SFS 1268, k_2 on 25)</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Eurokoodin väsytyksjunat ja tavanomaisen liikenteen koostumus	$1,65 \times 10^8$	$2,05 \times 10^7$
Suomalaiset mitoitusjunat ja raskaan liikenteen verkko	$6,99 \times 10^{10}$	$2,25 \times 10^7$

Betonin tuloksista havaitaan, että käyttöikä on olematon eurokoodin väsytyksjunilla ja suomalaisilla mitoitusjunilla. Todellisella liikennemäärällä ja ominaisjunilla laskettu betonin käyttöikä on kummallakin sillalla 16 vuotta. Tämä johtuu siitä, että 16 vuoden kohdalla laskennallinen aikakausi vaihtuu eli ominaisjunat ovat erilaiset. Myöhemmän aikakauden (1975–1999) ominaisjunien akselipainot ovat niin suuret, että sillat eivät laskennallisesti kestä niitä lainkaan.

Siirtymä aikakaudesta 1950–1974 aikakauteen 1975–1999 on vanhojen ominaisjunien väsyttävän vaikutuksen kannalta hyvin suuri. Aikakausien rajalla tavarajunien vaunun akselipainot muuttuvat suuremmiksi kuin veturien akselipainot. Tämä aiheuttaa sen, että enemmän väsymistä aiheuttavien raskaiden akselien määrä kasvaa huomattavasti. Sama muutos havaitaan k-kertoimen kaavoista. Todellisuudessa muutos on tapahtunut useampien vuosien aikana. Olemassa olevien siltojen väsymisikää laskettaessa muutoksen jyrkkyys voi aiheuttaa tulosten vääristymistä.

Teräksen käyttöiät ovat miljoonia vuosia, kun S–N-käyränä käytetään standardin SFS 1268 S–N-käyrää. Tämä johtuu siitä, että pienet jännitysvaihtelut eivät aiheuta juurikaan vauriota, jos teräksen jälkimmäinen jännityseksponentti on 25. Tämän perusteella S–N-käyräksi tulisi valita standardin SFS-EN 1992-1-1 S–N-käyrä, jolla tulokset ovat järkevämmässä luokassa.

Suomalaiset mitoitusjunat aiheuttavat vähemmän vauriota kuin eurokoodin väsytyksjunat. Ero ei vaikuta kovin suurelta, mutta on otettava huomioon, että liikenteen koos-

tumusten vuotuiset tonnimäärät ovat erilaiset. Eurokoodin tavanomaisen liikenteen koostumuksen vuotuinen tonnimäärä on 25×10^6 ja suomalaisen raskaan liikenteen verkon vuotuinen tonnimäärä on $35,48 \times 10^6$. Suuremmasta tonnimäärästä huolimatta suomalaiset mitoitukset aiheuttavat vähemmän vauriota.

Palmgren–Minerin mallilla saadaan selkeästi pidempiä käyttöiä kuin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmällä. Eurokoodin väsytyksjunilla ja suomalaisilla mitoitusjunilla lasketut käyttöiät ovat vertailukelpoisia mallin 1 laskelmiin, jossa liikennemäärälle ja käyttöiälle on käytetty niiden perusarvoja. Todellisen liikennemäärän ja ominaisjunien mukaan laskettua käyttöikää voidaan verrata tarkennetun mallin tai RSO:n mallin 3 käyttöikään. Tuloksista huomataan, että ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmien tarkimmat mallit ovat selkeästi varmalla puolella verrattuna Palmgren–Minerin mallin laskelmiin.

Silverin ratasillan teräksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli eurokoodin menetelmän mallilla 1 oli $160,8 \text{ N/mm}^2$, joka on hieman vähemmän kuin teräksen väsymiskestävyys standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan eli $162,5 \text{ N/mm}^2$. Tämä tarkoittaa, että käyttöiäksi tulisi hieman yli 100 vuotta ilman osavarmuuslukua. Mallilla 1 ei kuitenkaan pystytä arvioimaan kuinka paljon. Palmgren–Minerin mallin mukainen käyttöikä vastaavassa tilanteessa oli 141 vuotta. Tulokset ovat niin lähellä toisiaan, että voidaan todeta eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän λ -kertoimien perustuvan eurokoodin mukaiseen teräksen S–N-käyrään, jossa jälkimmäisen jännityseksponentin arvo on yhdeksän ja väsymiskestävyyden ominaisarvo on $162,5 \text{ N/mm}^2$.

4.5.2 Leikkausväsymislaskelmien tulokset

Response-2000-ohjelmalla suoritettujen kapasiteetin tarkastukset ja eurokoodin mukaiset yksinkertaiset tarkastukset on esitetty seuraavassa taulukossa. Response-2000 laskelmat on suoritettu etäisyydellä d tuesta. Eurokoodin yksinkertaiset tarkastukset on tehty myös kohdassa, jossa ei ole leikkausraudoitusta. Response-2000 laskelmissa on huomioitu leikkausvoiman lisäksi taivutusmomentti.

Taulukko 15. Response-2000-ohjelmalla tehdyt tarkastukset ja eurokoodin yksinkertaiset tarkastukset.

Response-2000

Taivutusmomentti	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$M_{fat,max}$ [kNm/m]	88,0	34,9
$0,5 \times M_{ult}$ [kNm/m]	103,4	24,5
Käyttöaste [%]	85	142

Leikkausvoima	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$V_{fat,max}$ [kNm/m]	161,3	108,3
$0,4 \times V_{ult}$ [kNm/m]	151,4	61,5
Käyttöaste [%]	107	176

Eurokoodin yksinkertaiset tarkastukset etäisyydellä d tuesta

Leikkauksen puristuskaistanbetoni	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$\frac{\sigma_{cd,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{cd,min}}{f_{cd,fat}} < 0,9$	$0,092 < 0,515 < 0,9$	$0,108 < 0,514 < 0,9$

Teräksen jännitysvaihtelu (k_2 on 9)	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$\Delta\sigma_{LM71-22,5}$ [N/mm ²]	150,9	432,2
$\Delta\sigma_{SALL}$ [N/mm ²]	91,2	91,2
Käyttöaste [%]	166	474

Teräksen jännitysvaihtelu (k_2 on 25)	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$\Delta\sigma_{LM71-22,5}$ [N/mm ²]	150,9	432,2
$\Delta\sigma_{SALL}$ [N/mm ²]	112,2	112,2
Käyttöaste [%]	135	385

Eurokoodin yksinkertaiset tarkastukset leikkausraudoittamattomassa kohdassa

Leikkauskapasiteetin tarkastus	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
$\frac{ V_{Ed,max} }{ V_{Rd,c} } \leq 0,5 + 0,45 \frac{ V_{Ed,min} }{ V_{Rd,c} } < 0,9$	$0,482 < 0,583 < 0,9$	$0,522 < 0,571 < 0,9$

Response-2000 laskelmien perusteella sillat vaativat tukialueen lähellä tarkempia tarkasteluja. Kyytiojan ratasilta kestää taivutusmomentin vaikutuksen, mutta ei samassa poikkileikkauksessa vaikuttavaa leikkausvoimaa. Poikkileikkauksen kapasiteetti ylittyy kuitenkin vain vähän.

Leikkausterästen kapasiteetti ylittyy jokaisessa tarkastuksessa. Mielenkiintoisimmat ovat eurokoodin mukaan lasketut teräksen jännitysvaihteluvälit. Silverin ratasillalla pelkkä jännitysvaihteluväli ylittää teräksen myötölujuuden. Ristikkomallin mukaisen betonisen puristuskaistan tarkastukset menevät selvästi läpi molemmilla silloilla. Nämä seikat viittaavat siihen, että eurokoodin mukainen ristikkomalli leikkausrasiteetulle kappaleelle ei päde ylöstaivutetuille teräksille, jos niitä on poikkileikkauksessa vain vähän.

Silloille suoritettiin myös leikkauskapasiteetin tarkastukset kohdissa, joissa ei enää ollut ylöstaivutettuja teräksiä. Näissä kohdissa rakenne on siis leikkausraudoittama-

ton. Molemmilla silloilla tämän kohdan kapasiteetti oli niin suuri, ettei leikkausväsymistä tarvitse tarkemmin tutkia. Mielenkiintoista on se, että leikkausraudoitetuissa kohdissa rakenteiden leikkauskapasiteetti, leikkausraudoittamattomana laskettuna, on suurempi kuin eurokoodin mukainen leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskapasiteetti. Tämä johtuu siitä, että eurokoodin kaavat eivät leikkausraudoitetuissa rakenteissa ota huomioon betonin osuutta leikkauskapasiteettiin ja siitä, että tarkastelluissa rakenteissa on vain vähän leikkausraudoitusta.

Taulukossa 16 on esitetty sekä eurokoodin että RSO:n ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän eri mallien tulokset leikkausteräksille ja RSO:n mukaisesti on tarkastettu myös leikkausrasitetun betonin jännitykset. Eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää ei ole sovellettu betoniselle puristuskaistalle, koska se täytti selvästi yksinkertaisten tarkastusten vaatimukset.

Taulukko 16. Eurokoodin ja RSO:n ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmien tulokset etäisyydellä d tuelta.

Eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä

<i>Teräksen jännitysvaihtelu (k_2 on 9)</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Malli 1 [N/mm ²]	122,5	375,7
Tarkennettu malli (100 vuotta) [N/mm ²]	114,2	350,2
Sallittu [N/mm ²]	91,2	91,2
Käyttöikä [vuotta]	46	0

RSO:n ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä

<i>Leikkausrasitetun betonin jännitysvaihtelu</i>	Kyytiojan rata-silta	Silverin ratasilta
Malli 1 [N/mm ²]	0,143	0,231
Malli 2 [N/mm ²]	0,140	0,225
Malli 3 (100 vuotta) [N/mm ²]	0,143	0,245
Sallittu [N/mm ²]	0,182	0,182
Käyttöikä [vuotta]	306	49

<i>Teräksen jännitysvaihteluväli</i>	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Malli 1 [N/mm ²]	88,7	159,1
Malli 2 [N/mm ²]	86,4	154,9
Malli 3 (100 vuotta) [N/mm ²]	88,4	158,5
Sallittu [N/mm ²]	98,4	109,4
Käyttöikä [vuotta]	121	59

Taulukon perusteella huomataan, että RSO:n ohjeiden mukaan lasketut käyttöiät leikkauksessa on selkeästi pidemmät kuin eurokoodin mukaan lasketut. Tämä johtuu siitä, että RSO:n ohjeissa leikkauskestävyyden laskennassa otetaan huomioon myös betoni.

4.5.3 Laskettujen λ -kertoimien vertailu

Seuraavassa taulukossa on vertailusilloille lasketut λ -kertoimet ja eurokoodin mukaiset λ -kertoimet. Laskettujen λ -kertoimet määrittämisessä on käytetty standardin SFS-EN 1992-1-1 S-N-käyrää.

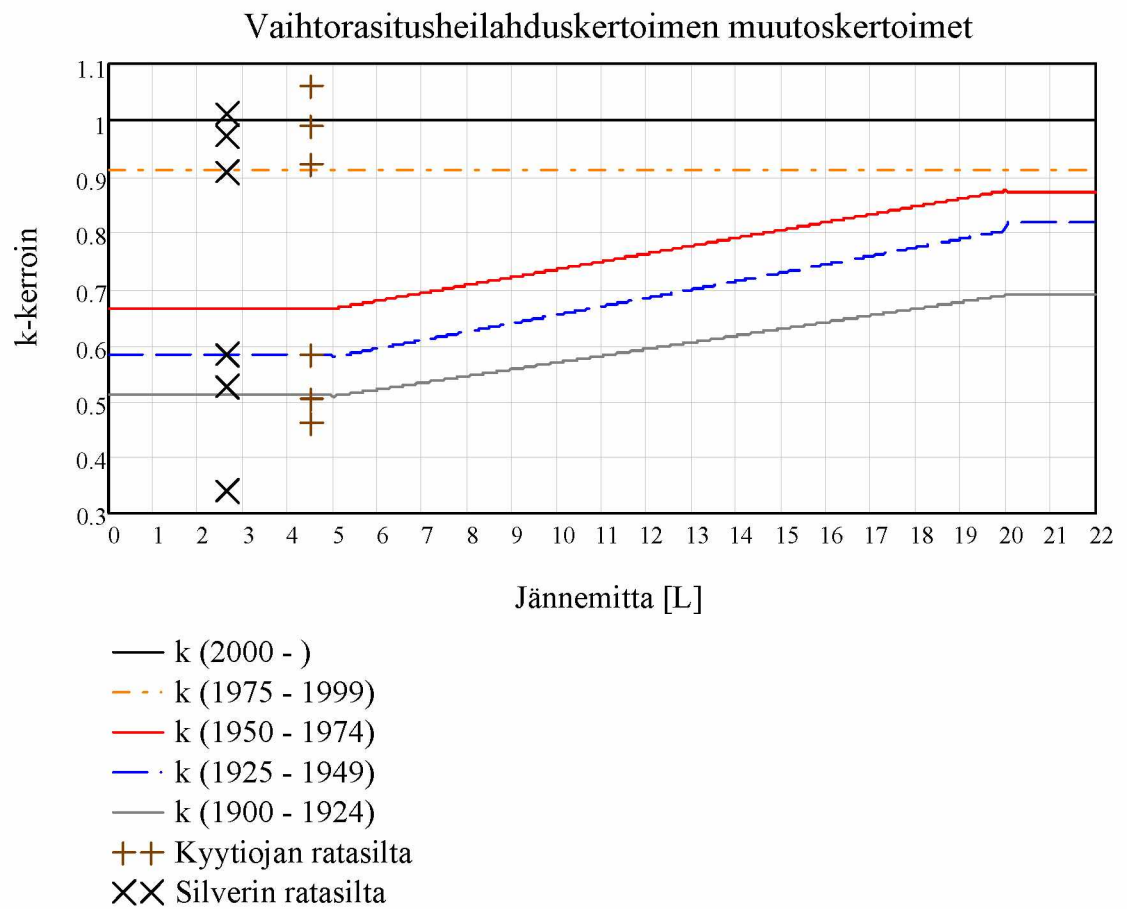
Taulukko 17. λ -kertoimien vertailu.

	Kyytiojan ratasilta	Silverin ratasilta
Eurokoodin väsytyksen ja tavanomaisen liikenteen koostumuksen mukainen λ -kerroin	0,827	0,845
Suomalaisten mitoitusjunien ja raskaan liikenteen verkon mukainen λ -kerroin	0,804	0,843
Standardin SFS-EN 1992-2 liitteen NN mukainen λ -kerroin (liikenteen määrän perusarvolla)	0,812	0,869

Suomalaisten mitoitusjunien ja raskaan liikenteen verkon mukaiset λ -kertoimet ovat molemmissa tapauksissa varmalla puolella verrattuna eurokoodin λ -kertoimiin, joten eurokoodin λ -kertoimet soveltuvat käytettäväksi myös suomalaisten mitoitusjunien kanssa.

4.5.4 Laskettujen ja RSO:n k-kertoimien vertailu

Kuvassa 44 on esitetty RSO:n k-kertoimet, jotka on jaettu 1,1:llä, ja vertailusilloille lasketut k-kertoimet. Laskettujen k-kerrointen ylin arvo on laskettu eurokoodin väsytyksen ja toiseksi ylin arvo suomalaisilla mitoitusjunilla.



Kuva 44. Vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskertoimet.

Tämän laskelman tavoitteena oli varmistaa onko kappaleessa 3.5.5 esitetty RSO:n k-kerrointen jakaminen 1,1:llä järkevä menettely. Tuloksista huomataan, että näin saadut k-kertoimet ovat varmalla puolella lähes kaikissa lasketuissa tapauksissa. Ainoan poikkeuksen tekee Kyytiojan ratasillan laskettu k-kerroin aikakauden 1975–1999 junille. Aikakaudesta 1975–1999 alkaen k-kerroin on jännemitan suhteen vakio. Tätä aikaisemmin lyhyt jännemitta on johtanut pieneen k-kertoimeen. Tämä johtuu ominaisjunissa tapahtuneesta muutoksesta, jossa vaunujen akselipainot ylittivät veturien akselipainot.

5 Johtopäätökset

Tässä luvussa esitettyjen johtopäätösten perusteella on laadittu ehdotus teräsbetonisten rautatiesiltojen väsymistarkasteluista. Ehdotus on esitetty laskentaohjeen muodossa liitteessä 5.

5.1 Betonin väsyminen taivutusrasituksen alaisena

Betonin väsymisiä taivutuksessa ovat eurokoodin mukaan laskettuna todella lyhyitä. Tähän vaikuttavia seikkoja on useita. Esimerkiksi poikkileikkauksen jännitysten laskenta perustuu lineaariseen venymäjakaumaan. Tämä ei lähteen [39] mukaan pidä paikkaansa väsymisrasitetussa poikkileikkauksessa. Taivutetussa poikkileikkauksessa betonin rasitetuin kohta on poikkileikkauksen yläreunassa. Väsymisen vaikutuksesta yläreunan betoni vaurioituu ja sen kapasiteetti heikkenee eli yläreunan betonin jännitys pienenee. Tämän seurauksena rasitetuin kohta siirtyy alaspäin, jolloin puristetun pinnan korkeus kasvaa, mikä lisää terästen jännityksiä. Lähteen [39] tutkimuksia betonin väsymisvaurioitumisen vaikutuksista on esitelty tarkemmin kappaleessa 2.4.1.

Toinen betonin lyhyisiin käyttöikiin vaikuttava tekijä on eurokoodin murtoon vaadittavan kuormanvaihtoluvun kaava, joka eroaa kokeellisten tutkimusten perusteella muodostetuista kaavoista. Samasta kaavasta on johdettu eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin kaava betonille, joten erot vaikuttavat myös siihen. Erojen merkitystä on käyty läpi kappaleessa 3.5.6.

Laskennallisesti siis betonin käyttöiät tulevat useissa tapauksissa mitoittaviksi. Lähteen [6] tutkimuksissa ei kuitenkaan ole havaittu, että koekappaleet olisivat murtuneet betonin väsymisen takia, eikä lähteen [14] mukaan muissakaan tutkimuksissa ole saatu viitteitä betonin väsymismurrosta. Tämän takia esimerkiksi Sustainable Bridges projektin ohjeessa [19, s. 167–168] on päädytty siihen, että mikäli betoni on hyväkuntoista, ei sen väsymiskestävyyttä tarvitse tarkastaa erikseen. Poikkileikkauksille suoritetaan vain kapasiteetin tarkastukset. Tarkastetaan esimerkiksi, että betonin puristusjännitys on alle 50 prosenttia ominaislujuudesta, kun kuormituksena ovat oma paino, lämpötilakuormien yhdistelyarvot ja väsyttävä liikennekuorma. Lisäksi suositellaan käytettäväksi betonin murtorajatilan mukaista jännityskuviota eli suorakulmiota.

Eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmän tarkastus puristetulle betonille ei siis välttämättä sellaisenaan sovellu olemassa olevien rakenteiden tarkasteluihin. Kaavaa voisi muokata esimerkiksi siten, että maksimijännitystä verrattaisiin puristuslujuuteen eikä väsymislujuuteen. Tämä muutos on kuitenkin niin suuri, että sen tekeminen edellyttäisi enemmän kokeellista taustaa.

Toinen vaihtoehto olisi käyttää laskennallisen minimi- tai maksimijännityksen sijasta pienempää vastaavaa jännitystä laskelmissa. Esimerkiksi CEB–FIB Model Code 1990:n [7, s. 207] mukaan tämä jännitys lasketaan seuraavalla kaavalla

$$\sigma_{c3} = \frac{\sigma_{c2}}{1,5 - 0,5 \frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|}} \quad (110)$$

missä σ_{c1} on suurin puristusjännitys korkeintaan 300 millimetrin päässä poikkileikkauksen yläreunasta, σ_{c2} on suurin puristusjännitys poikkileikkauksessa ja σ_{c3} on jännitys, jota käytetään laskelmissa minimi- tai maksimijännityksenä. Merkinnot on esitetty myös kuvassa 45.

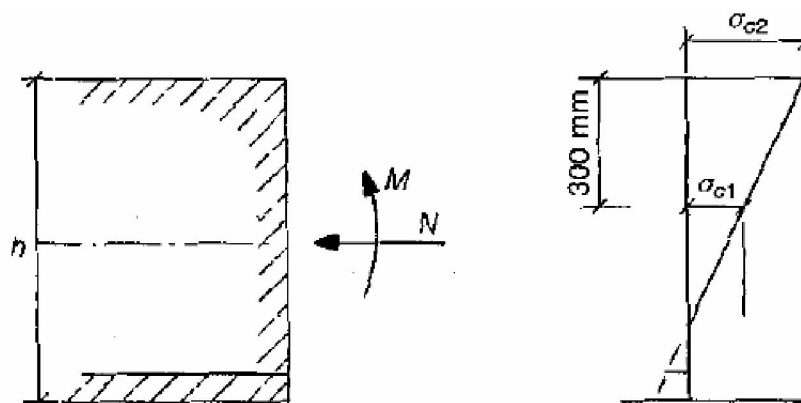


Fig. 6.7.1. Definition of stresses σ_{c1} , σ_{c2}

Kuva 45. Poikkileikkauksen jännitykset CEB-FIB Model Code 1990:n mukaan. [7, s. 207.]

Tällä tavoin voidaan huomioida jännitysjakauman muuttuminen väsymisrasitetussa kappaleessa. Esimerkiksi Kyytiojan ratasillalla minimijännitys muuttuisi arvosta 3,7 N/mm² arvoon 2,5 N/mm² ja maksimijännitys arvosta 10,5 N/mm² arvoon 7,0 N/mm². Näillä arvoilla taivutusteräket tulisivat kriittisemmiksi.

5.2 Teräksen väsyminen taivutusrasituksen alaisena

Teräksen väsymisilmiö tunnetaan paremmin kuin betonin, joten teräksen väsymislaskenta on periaatteessa tarkempaa. Betonin ominaisuuksien takia taivutetussa rakenteessa väsymismurto tapahtuu todennäköisesti teräksissä. Koko rakenteen väsymisikää voidaan siis arvioida laskemalla terästen väsymisikä. Näin saadaan laskettua alaraja väsymisikälle. Laskettu ikä on alaraja, koska S-N-käyrät perustuvat väsymiskestävyyden 5 prosentin fraktiiliin, joten laskettu väsymisikä on lähinnä ensimmäisen teräksen väsymismurto. Todellinen väsymisikä saattaa olla huomattavasti pidempi, koska ensimmäisen betoniterästangon murtuminen ei johda muiden tankojen murtumiseen tavanomaisissa poikkileikkauksissa. Silta rakenne voi säilyttää riittävän kapasiteetin jopa vuosia ensimmäisen betoniterästangon katkeamisen jälkeen. [37, s. 157–180.]

Tämän työn laskelmien perusteella teräkselle tulee käyttää standardin SFS-EN 1992-1 taulukon 6.3N mukaisia S-N-käyriä. Esimerkiksi suorille teräksille väsymiskestävyys on tällöin 162,5 N/mm² ja jännityseksponentit ovat viisi ja yhdeksän. Kyseinen S-N-

käyrä on se johon eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä perustuu. Tähän viittaa se, että Palmgren–Minerin malli ja eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä antavat lähes saman käyttöiän, jos ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymiskestävyyden ominaisarvoon eli $162,5 \text{ N/mm}^2$. Varmuus laskelmaan tulee osavarmuusluvusta, jolla väsymiskestävyys jaetaan.

Standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukossa 6.3N on esitetty väsymiskestävyydelle taivutusvähennys. Tätä taivutusvähennystä tulee käyttää taivutetuille teräksille. Ainoa poikkeus ovat hakateräket, joille voidaan käyttää suorien tankojen väsymiskestävyyden arvoja. Näin voidaan menetellä, koska hakaterästen väsymismurto tapahtuu niiden suoralla osalla. [14, s. 61–63.]

5.2.1 k-kertoimet ja normeerattu λ -kerroin

Eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää käytettäessä tulee siis S-N-käyrän olla standardin SFS-EN 1992-1 mukainen, jolloin teräksen jälkimmäinen jännitysekspONENTTI saa arvon yhdeksän. Tätä samaa jännitysekspONENTTIA käytetään myös normeeratun λ -kertoimen laskennassa.

Eurokoodin mukainen betonin väsymiskestävyyden tarkastus ei sisällä parametria, joka vastaisi jännitysekspONENTTIA. Olemassa olevilla silloilla on kuitenkin tarvetta ottaa huomioon eri aikakausien kaluston vaikutus normeeratulla λ -kertoimella, jonka laskennassa tarvitaan jännitysekspONENTTIA vastaava arvo. Tässä työssä eksponentin arvona on käytetty yhdeksää, joten teräksen ja betonin muunnoskertoimet ovat samat. Tästä on hyötynä se, että laskelmat yksinkertaistuvat hieman.

Tässä työssä käytettiin normeeratun λ -kertoimen laskennassa RSO 9:n k-kertoimia, jotka jaettiin 1,1:llä. Menettelyn perustelut on esitetty kappaleessa 3.5.5. Menettely antoi ainakin esimerkkinä laskettujen siltojen tapauksessa tulokset, jotka vastasivat melko hyvin aikakausien ominaisjunista laskettuja k-kertoimia. Kahden lyhyen sillan perusteella on kuitenkin vaikea todeta, onko menettely pätevä pidemmille silloille tai silloille, joiden rakennemalli on erilainen, esimerkiksi jatkuva.

5.3 Teräsbetonin väsyminen leikkausrasituksen alaisena

5.3.1 Leikkausraudoittamaton rakenne

Eurokoodissa esitetyt leikkausraudoittamattoman rakenteen väsymistarkastelut vaikuttavat tulosten perusteella järkeviltä. Niissä verrataan poikkileikkauksen leikkausvoiman maksimi- ja minimiarvoja leikkauskapasiteettiin. Sallittu leikkausvoiman maksimi- ja minimiarvojen ero eli leikkausvoiman vaihtelu pienenee, kun minimileikkausvoima kasvaa. Leikkausvoiman vaihtelun sallittu alue on esitetty tämän työn kuvassa 33. Esimerkiksi, jos minimileikkausvoima on 10 prosenttia leikkausvoimakapasiteetista, leikkausvoiman vaihteluväli saa olla 45 prosenttia leikkausvoimakapasiteetista. Jos taas minimileikkausvoima on 50 prosenttia leikkausvoimakapasiteetista, leikkausvoiman vaihteluväli saa olla noin 23 prosenttia leikkausvoimakapasiteetista.

5.3.2 Leikkausraudoitettu rakenne

Eurokoodin mukaan leikkausraudoitetun rakenteen kapasiteetti muodostuu kokonaan leikkausraudoituksen kapasiteetista. Rakenteissa, joissa on vain vähän leikkausraudoitusta tämä johtaa hyvin suuriin laskennallisiin jännityksiin leikkausraudoituksessa. Todellisuudessa myös betoni osallistuu rakenteen leikkauskapasiteetin muodostumiseen. Suomen nykyisissä ohjeissa tämä on otettu huomioon, niissä rakenteen leikkauskapasiteetti muodostuu betonin ja teräksen kapasiteeteista.

Tämänhetkisen Liikenneviraston betonisiltojen sovellusohjeen mukaan tiesilloilla ei oteta käyttöön eurokoodin ristikkomenetelmää leikkausraudoitetun rakenteen leikkauskapasiteetin laskennassa vaan käytetään vanhoja ohjeita. Tämä tarkoittaa, että myös betonin kapasiteettia voidaan hyödyntää. Laskenta suoritetaan kaavoilla, jotka on esitetty kappaleessa 3.4.4. [67.]

Suomen nykyisiä ohjeita käytettäessä ongelmaksi muodostuu se, ettei eurokoodissa ole määritelty betonin väsymislujuutta vedossa. Tätä suuretta tarvitaan, kun lasketaan betonin kapasiteettia leikkausväsymisessä. Tiehallinnon betonirakenneohjeissa sille on annettu arvoksi $0,15f_{ctd}$. [63, s. 23.]

Toinen ongelma on teräksen väsymiskestävyys, joka on eurokoodissa isompi kuin nykyisissä ohjeissa. Lisäksi eurokoodin mukaiseen väsymiskestävyyteen vaikuttaa osavarmuusluvun arvo, mutta nykyisten ohjeiden mukaiseen ei. Nämä seikat johtavat siihen, että nykyisten leikkauskapasiteetin kaavojen soveltaminen eurokoodin ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmään ei ole välttämättä mahdollista.

5.4 Väsymisvaurioiden havaitseminen

Lähteessä [14, s. 87–89] on esitetty miten mittauksilla voidaan lisätä tietoa rakenteesta ja sen tilasta. Esimerkiksi mittaamalla halkeamien leveyksien vaihtelua saadaan arvio teräsjännitysten vaihteluille. Jos tällainen mittaus tehdään useilla tunnetuilla kuormilla, saadaan selville kuorman ja teräsjännityksen välinen yhteys. Ennen halkeamaleveyksien vaihtelun mittaamista tulee selvittää onko halkeilutila vakiintunut. Vakiintuneella halkeilutilalla tarkoitetaan tilaa, jossa uusia halkeamia ei enää synny vaan olemassa olevat halkeamat vain kasvavat. Jos halkeamatila ei ole vakiintunut, ei rakenteeseen kohdistu niin suuria jännitysvaihteluita, että ne aiheuttaisivat väsymistä. Menettely sopii sekä taivutus- että leikkaushalkeamien tutkimiseen. Puhdas leikkausväsymismurto ei ole todennäköistä, joten halkeamia tutkittaessa on syytä selvittää myös ulottuvatko taivutushalkeamat niin pitkälle, että niiden risteäminen leikkaushalkeamien kanssa on mahdollista.

5.5 Jatkotutkittavaa

Olemassa olevien rakenteiden analyysissä käytettävät materiaalien osavarmuusluvut ovat RSO 9:n mukaisia ja ne riippuvat rakenteelle suoritetuista tarkastuksista. Niiden suuruudet ovat periaatteessa hyvät, mutta niiden sopivuus eurokoodin kanssa voitaisiin varmistaa määrittämällä ne standardin SFS-EN 1990 mukaan. Kyseisessä standardissa voitaisiin huomioida myös rakenteen haluttu jäljellä oleva käyttöikä ja niin sanottu luotettavuusindeksi.

Materiaaliosavarmuuksien tulisi olla samoja myös tiesilloille suoritettavissa tarkastuksissa, koska niissä käytetyt materiaalitkin ovat pääasiassa samoja. Nykyisessä kantavuustarkastelu käytännössä näin ei vielä ole.

Eurokoodin λ -kertoimien suora soveltaminen suomalaiseen liikenteeseen ei välttämättä ole järkevää. Tehtyjen selvitysten [47] mukaan sekä betonin että teräksen λ -kertoimet ovat eurokoodissa pääasiassa selvästi varmalla puolella verrattuna suomalaiseen liikenteen koostumukseen. Selvityksessä todetaan, että suorittamalla lisää laskelmia Suomelle voitaisiin kehittää uudet λ -kertoimet, jolloin väsyminen ei olisi kriittinen rajatila. Näitä λ -kertoimia voitaisiin soveltaa myös olemassa olevien siltojen kantavuustarkasteluissa.

Vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskertoimet eli k-kertoimet ottavat huomioon tapahtuneen liikenteen erot nykyiseen tai ennustettuun liikenteeseen nähden. Tässä työssä suoritettujen laskelmien perusteella RSO 9:n mukaisia λ -kertoimia voidaan pienentää, jos käytetään eurokoodin λ -kertoimia. Jakamalla RSO 9:n kertoimet 1,1:llä saatiin melko hyviä tuloksia, mutta laskelmia tarvittaisiin enemmän.

Samalla k-kertoimien funktioiden kriittisen pituuden rajat olisi järkevää muuttaa samoiksi kuin λ -kertoimilla. Nykyiset rajat ovat 5–20 metriä ja λ -kertoimia laskettaessa rajat ovat 2–20 metriä. Uusien k-kerrointen määrittäminen voitaisiin suorittaa esimerkiksi tekemällä vertailulaskelmia jännemitaltaan ja raudoitusasteeltaan parametrisoitaville silloille.

Leikkausraudoitetun rakenteen väsymistarkastelu eurokoodissa annettujen ohjeiden mukaan ei sovi yhteen tutkimuksissa esitettyjen koetulosten kanssa. Jatkossa tulisi tutkia voitaisiinko leikkausraudoitetulle rakenteelle käyttää samantyyppistä ehtoa kuin leikkausraudoittamattomalle rakenteelle eli ehto, jossa verrattaisiin leikkauskapasiteettia tavanomaisesta kuormitusyhdistelmästä aiheutuvaan leikkausvoimaan. Tällä tavoin vältettäisiin monimutkainen menettely, jossa leikkausvoima jaetaan jossain suhteessa betonille ja leikkausraudoitukselle.

Lähdeluettelo

1. Sanpaolesi, L. & Croce, P. (toim.) Handbook 4: Design of bridges: Guide to basis of bridge design related to Eurocodes supplemented by practical examples. Pisa, 2005. 174 s. [Viitattu 27.5.2010]. Saatavissa: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=BD>. Leonardo da Vinci Pilot Project CZ/02/B/F/PP-134007.
2. Hearn, E.J. Mechanics of Materials, Volume 2 - An Introduction to the Mechanics of Elastic and Plastic Deformation of Solids and Structural Materials. 3. painos. Elsevier, 1997. 548 s. ISBN 978-0-7506-3266-9.
3. Alliche, A. Damage model for fatigue loading of concrete. International Journal of Fatigue. [Verkkolehti]. Vol. 26:9. 2004. s. 915–921. [Viitattu 15.6.2010]. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2004.02.006. ISSN 0142-1123.
4. Hawileh, R. A. et. al. Low-cycle fatigue life behaviour of BS 460B and BS500B steel reinforcing bars. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures. [Verkkolehti]. Vol 33:7. 2010. s. 397–407. [Viitattu 9.6.2010]. DOI: 10.1111/j.1460-2695.2010.01452.x. ISSN 8756-758X.
5. Thun, H. Assessment of Fatigue Resistance and Strength in Existing Concrete Structures. Luleå. Luleå University of Technology. 2006. Väitöskirja. 187 s. ISRN LTU-DT-06/65-SE. ISBN 978-91-85685-03-5.
6. Johansson, U. Fatigue Tests and Analysis of Reinforced Concrete Bridge Deck Models. Stockholm. Kungliga Tekniska Högskolan, 2004. Lisensiaattityö. 198 s. TRITA-BYV. Bulletin 76. ISSN 1103-4270.
7. Comité euro-international du béton, Fédération internationale de la précontrainte. CEB-FIP Model Code 1990. Lontoo: Thomas Telford, 1993. 437 s. ISBN 0-7277-1696-4.
8. Tilly, G. P. Fatigue of steel reinforcement bars in concrete: A Review. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures. [Verkkolehti]. Vol. 2:3. 1979. s. 251–268. [Viitattu 9.6.2010]. DOI 10.1111/j.1460-2695.1979.tb01084.x. ISSN 8756-758X.
9. Milne, I. & Ritchie, R. O. & Karihaloo, B. (toim.) Comprehensive Structural Integrity, Volumes 1–10. Elsevier, 2003. 5052 s. ISBN 978-0-08-043749-1.
10. SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 2005. 222 s.
11. Johannesson, P. Svensson, T. de Maré, J. Fatigue life prediction based on variable amplitude tests -Methodology. International Journal of Fatigue. [Verkkolehti]. Vol. 27:8. 2005. s. 954–965. [Viitattu 8.6.2010]. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2004.11.009. ISSN 0142-1123.
12. Hakola, I. & Tirkkonen, T. Teräsiltojen käyttöikä. Espoo. Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 1994. 203 s. VTT-TIED-1570. ISBN 951-38-4664-4.
13. Bažant, Z. P. Concrete fracture models: testing and practice. Engineering Fracture Mechanics. [Verkkolehti]. Vol. 69:2. 2002. s. 165–205. [Viitattu 21.6.2010]. DOI: 10.1016/S0013-7944(01)00084-4. ISSN 00123-7944.

14. Herwig, A. Reinforced concrete bridges under increased railway traffic loads: fatigue behaviour and safety measures. Lausanne. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2008. Väitöskirja. 142 s. Thèse EPFL, no4010. [Viitattu 18.6.2010]. Saatavissa: <http://library.epfl.ch/theses/?nr=4010>.
15. SFS 1215. Betoniteräkset. Hitsattava kuumavalssattu harjatanko A500HW. 3. painos. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 1996. 6 s.
16. Betonirakenteet. Betoni sillankorjausmateriaalina. [Tiehallinnon ohje]. Helsinki. Tiehallinto, 2007. 75 s ja 1 liite. [Viitattu 21.6.2010]. Saatavissa: http://alk.tiehallinto.fi/sillat/silko/kansio1/s1201_2007.pdf. SILKO 1.201. TIEH 2230095-SILKO 1.201.
17. SFS 1268. Betoniteräkset. Hitsattava kuumavalssattu harjatanko B500B. 2. painos. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 2010. 25 s.
18. Hietanen, T. Betoniteräkset: A500HW:lle vaihtokelpoinen hitsattava harjateräslaatu B500B. [Tiedote]. Rakennusteollisuus, Betonikeskus ry, 2009. 2 s. [Viitattu 30.6.2010]. Saatavissa: <http://www.betoni.com/default.aspx?intObjectID=10675&intVersion=1>.
19. SB 4.2 Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges. 2007. [Raportti liittyen EU:n rahoittamaan projektiin: Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demand and Longer Lives]. Saatavissa: <http://www.sustainablebridges.net>.
20. SFS-EN 1993-1-9. Eurocode 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-9: Väsyminen. Helsinki : Suomen standardoimisliitto. 2008. 43 s.
21. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Osa B4: Betonirakenteet ohjeet 2005. Ympäristöministeriö. 2004. [Viitattu 16.6.2010]. Saatavissa: <http://www.finlex.fi/data/normit/28237-B4Betoni.pdf>. 83 s.
22. SIA Documentation 0133. Fatigue of Concrete Structures. Zürich. Swiss Society of Engineers and Architects. 1997. 50 s.
23. Lovegrove, J. M., Salah El Din, A. S. & Daoud, O. K. Fatigue crack growth in the tension steel of reinforced concrete. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures. [Verkkolehti]. Vol. 1:2. 1979. s. 173–183. [Viitattu 9.6.2010]. DOI: 10.1111/j.1460-2695.1979.tb00376.x. ISSN 8756-758X.
24. BY 201: Betonitekniikan oppikirja 2004. Helsinki: Suomen Betonitieto, 2005. 570 s. ISBN 952-5075-61-3.
25. Raithby, K. D. Flexural fatigue behavior of plain concrete. Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures. [Verkkolehti]. Vol. 2:1. s. 269–278. 1979. [Viitattu 9.6.2010]. DOI: 10.1111/j.1460-2695.1979.tb01085.x. ISSN 8756-758X.
26. Lloyd, J. & Lott, J. & Kesler, C. Fatigue of Concrete. Illinois. University of Illinois, 1968. Engineering Experiment Station Bulletin 499. sa: <http://www.ideals.illinois.edu/handle/2142/4381>.
27. Leskelä, M. V. BY 210: Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. Helsinki. Suomen Betonitieto, 2006. 711 s. ISBN 952-5075-75-3.
28. Soroushian, P. & Elzafraney, M. Damage effects on concrete performance and microstructure. Cement & Concrete Composites. [Verkkolehti]. Vol. 26:7. 2004. s.853–859. [Viitattu 10.8.2010]. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2003.05.001. ISSN 0958-9465.

29. Alliche, A. & Frangois, D. Damage of Concrete in Fatigue. *Journal of Engineering Mechanics*. [Verkkolehti]. Vol. 118:11. 1992. s.2176–2190. [Viitattu 8.6.2010]. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1992)118:11(2176). ISSN 0733-9399.
30. Jansen, D. & Shah, S. Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*. [Verkkolehti]. Vol. 123:1. 1997. s. 25–35. [Viitattu 7.7.2010]. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:1(25). ISSN 0733-9399.
31. Mu, B. et. al. Failure Mechanism of Concrete under Fatigue Compressive Load. *Journal of Materials in Civil Engineering*. [Verkkolehti]. Vol. 16:6. 2004. s. 566–572. [Viitattu 17.5.2010]. DOI: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:6(566). ISSN 0899-1561.
32. Oh, B. H. Fatigue Analysis of Plain Concrete in Flexure. *Journal of Structural Engineering*. [Verkkolehti]. Vol. 122:2. 1986. s. 273–288. [Viitattu 10.6.2010]. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:2(273). ISSN 0733-9445-86-0002-0273.
33. Wang, Y. & Song, H. Fatigue capacity of plain concrete under fatigue loading with constant confined stress. *Materials and Structures*. [Verkkolehti]. Julkaistu 9.5.2010. [Viitattu 10.6.2010]. DOI: 10.1617/s11527-010-9624-6.
34. Sain, T. et. al. Prediction of Fatigue Strength in Plain and Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal*. [Verkkolehti]. Vol. 104:5. 2007. s. 621–628. [Viitattu 2.7.2010]. Saatavissa: http://findarticles.com/p/articles/mi_qa5310/is_200709/ai_n21295418/. ISSN 0889-3241.
35. Plizzari, G. A., Cangiano, S. & Alleruzzo, S. The fatigue behavior of cracked concrete. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 20:8. 1997. s. 1195–1206. [Viitattu 9.6.2010]. DOI: 10.1111/j.1460-2695.1997.tb00323.x. ISSN 8756-758X.
36. Saarinen, E. et. al. BY 202: Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 1. Jyväskylä. Suomen Betoniyhdistys r.y., 1982. 242 s. ISBN 951-9365-07-9.
37. D 4.5 Non-Linear Analysis and Remaining Fatigue Life of Reinforced Concrete Bridges, Background document. 2007. [Raportti liittyen EU:n rahoittamaan projektiin: Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demand and Longer Lives]. [Viitattu 10.6.2010]. Saatavissa: <http://www.sustainablebridges.net>.
38. Schäfli, M. & Brühwiler, E. Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs. *Engineering Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 20:11. 1998. s. 991–998. [Viitattu 16.6.2010]. DOI: 10.1016/S0141-0296(97)00194-6. ISSN 0141-0296.
39. Zanuy, C., de la Fuente, P. & Albajar, L. Effect of fatigue degradation of the compression zone of concrete in reinforced concrete sections. *Engineering Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 29:11. 2007. s. 2908–2920. [Viitattu 8.6.2010]. DOI: 10.1016/j.engstruct.2007.01.030. ISSN 0141-0296.
40. Matsumoto, N. A Study on the Fatigue Life of Reinforced Concrete Beam with Multiple Tension Reinforcing Bars. Teoksessa: Bažant, Z. (toim.) *FramCoS 1, Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determination of Material Properties*. Taylor & Francis, 1992. s. 930–935. ISBN 1-85166-869-1.

41. Gebreyouhannes, E. et. al. Shear Fatigue Simulation of RC Beams Subjected to Fixed Pulsating and Moving Loads. *Journal of Advanced Concrete Technology*. [Verkkolehti]. Vol. 6:1. 2008. s. 215–226. [Viitattu 22.6.2010]. DOI: 10.3151/jact.6.215. ISSN 1346-8014.
42. SFS-EN 1990:2002/A1. Eurocode: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 2006. 34 s.
43. Bentz, E. & Vecchio, F. & Collins, M. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*. [Verkkolehti]. Vol. 103:4. 2006. s. 614–624. [Viitattu 24.9.2010]. ISSN 0889-3241.
44. Sedlacek, G. et. al. (toim.) Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life. 2008. 108 s. [Viitattu 20.7.2010]. Saatavissa: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=BD>. JRC 434401. EUR 23252 EN. ISSN 1018-5593.
45. SFS-EN 1991-2. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 2004. 144 s.
46. Taustamuistio työhön: Rautatiesiltojen mitoituksessa käytettävät, Eurokoodi 1991-2 kansallisiin liitteisiin sisällytettävät, väsytysmitoituksessa käytettävät mitoitusjunatyypit ja näiden mitoitusjunatyyppien yhdistelmät.
47. Ryynänen, M. & Hyrynen, M. Teräsbetonisillan väsymismitoituksen λ -kertoimet Suomen rataverkolle. [Raportti]. Julkaisematon. A-Insinöörit, 2010.
48. Roos, V. Rautatiesillan väsytykestävyyden laskeminen. *Rakennustekniikka-lehti*, 1988. Vol. 44:1. s. 45–49. ISSN 0033-913X.
49. Roos, V. Siltojen vaihtorasituskertymä. Teoksessa: Siltapäivät '89. Helsingissä 17.05.1989–18.05.1989. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL, 1989. RIL K109-1989. s. 47–60. ISBN 951-758-202-1.
50. Ratahallintokeskus. RSO 2 Rautatiesiltojen kuormat. 2002. 11 s. RHK 629/731/02.
51. Stanišić, M. On a new theory of the dynamic behavior of the structures carrying moving masses. *Archive of Applied Mechanics*. [Verkkolehti]. Vol. 55:3. 1985. s. 176–185. [Viitattu 23.7.2010]. DOI: 10.1007/BF00536412. ISSN 0939-1533.
52. Wiberg, J. Railway bridge response to passing trains. Measurements and FE model updating. Stockholm. Kungliga Tekniska Högskolan, 2009. Väitöskirja. 70 s. TRITA-BKN. Bulletin 100. ISSN 1103-4270.
53. Majka, M. & Hartnett, M. Effects of speed, load and damping on the dynamic response of railway bridges and vehicles. *Computers & Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 86:6. 2008. s. 556–572. [Viitattu 21.7.2010]. DOI: 10.1016/j.compstruc.2007.05.002. ISSN 0045-7949.
54. Boquet, C. et. al. Dynamic Behavior of Deck Slabs of Concrete Road Bridges. *Journal of Bridge Engineering*. [Verkkolehti]. Vol. 9:2. 2004. s. 137–146. [Viitattu 21.7.2010]. DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2004)9:2(137). ISSN 1084-0702.

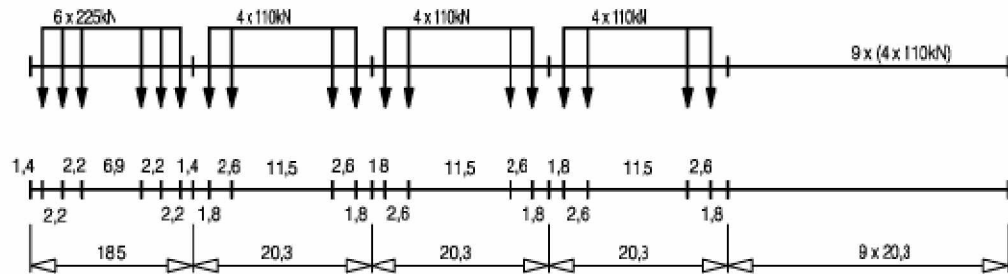
55. Majka, M. & Hartnett, M. Dynamic response of bridges to moving trains: A study on effects of random track irregularities and bridge skewness. *Computers & Structures*. [Verkkolehti]. Vol. 87:19-20. 2009. s. 1233–1252. [Viitattu 21.7.2010]. DOI: 10.1016/j.compstruc.2008.12.004. ISSN 0045-7949.
56. James, G. *Analysis of Traffic Load Effects on Railway Bridges*. Stockholm. Royal Institute of Technology, 2003. Väitöskirja. 203 s. TRITA-BKN. Bulletin 70. ISSN 1103-4270.
57. SB 4.3.3 Dynamic Railway Traffic Effects on Bridge Elements, Background document. 2007. [Taustadokumentti liittyen EU:n rahoittamaan projektiin: Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demand and Longer Lives]. Saatavissa: <http://www.sustainablebridges.net>.
58. StoFlo™ Rainflow Cycle Counting in Excel. [Viitattu 1.7.2010]. Rainflow-menetelmään perustuva Excel-taulukko. Saatavissa: <http://www.stotera.com/stoflo/>.
59. SFS-EN 1992-1-1 NA. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki. Ympäristöministeriö. 2007. 15 s.
60. Gaedicke, C. Roesler, J. & Shah, S. Fatigue crack growth prediction in concrete slabs. *International Journal of Fatigue*. [Verkkolehti]. Vol. 31:8-9. 2009. s. 1309–1317. [Viitattu 10.6.2010]. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2009.02.040. ISSN 0142-1123.
61. Tiehallinto. Siltojen kantavuuden laskentaohje. [Tiehallinnon ohje]. 2. painos. Helsinki. Tiehallinto, 2000. 23 s. [Viitattu 21.6.2010]. Saatavissa: <http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/silka100.pdf>. TIEL 2170005. ISBN 951-47-6859-0.
62. Ratahallintokeskus. RSO 9 Rautatiesiltojen kantavuuden laskentaohje. 2002. 11 s. RHK 631/731/02.
63. Tiehallinto. Betonirakenneohjeet 2006. [Tiehallinnon ohje]. Helsinki. Tiehallinto, 2006. 38 s. [Viitattu 21.6.2010]. Saatavissa: http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/betonirakenneohjeet_2006.pdf. TIEH 2100037-v-06. ISBN 951-803-580-6.
64. Ratahallintokeskus. RSO 3 Mitoitusohjeet. 2002. 6 s. RHK 630/731/02.
65. SFS-EN 1991-1-1. Eurocode 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 2002. 72 s.
66. Liikennevirasto. Rataverkon kuvaus 1.7.2010, Liikenneviraston väylätietoja 2/2010. Liikennevirasto, 2010. 72 s. [Viitattu 21.9.2010]. Saatavissa: <http://www.rhk.fi/@Bin/3778954/LV+2-2010+web.pdf>. ISBN 978-952-255-535-9.
67. Liikennevirasto. Eurokoodin sovellusohje. Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2. Liikenneviraston ohjeita 24/2010. 5.11.2010. 110 s. Saatavissa: http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/fi/palvelut/tietopalvelut/liikenneviraston_ohjeita/lo_2010-24_ncci2_web.pdf

68. SFS-EN 1992-2 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu. Helsinki. Suomen Standardoimisliitto. 2006. 87 s.
69. SFS-EN 1993-2. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 2: Steel Bridges. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 2006. 104 s.

(1) Koostumukseltaan vakio ja kevyt raideliikenne

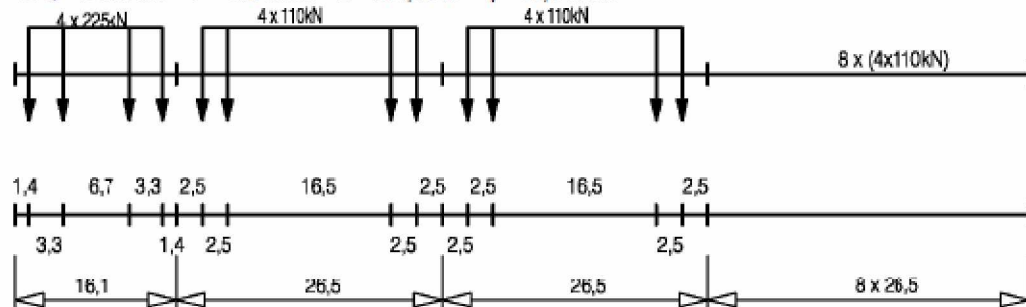
Tyypin 1 Veturin vetämä henkilöliikenteen juna

$$\Sigma Q = 6\,630 \text{ kN} \quad V = 200 \text{ km/h} \quad L = 262,10 \text{ m} \quad q = 25,3 \text{ kN/m}$$



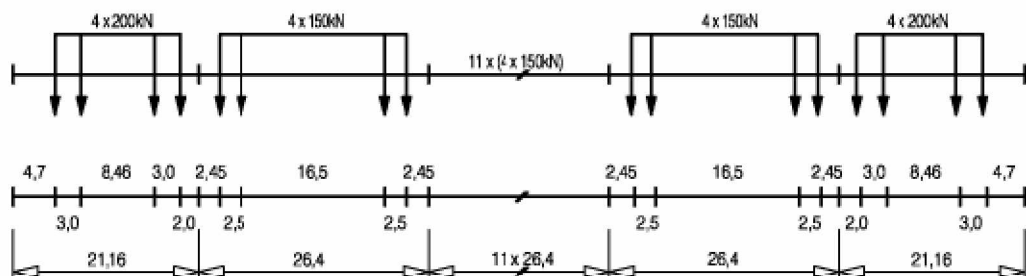
Tyypin 2 Veturin vetämä henkilöliikenteen juna

$$\Sigma Q = 5\,300 \text{ kN} \quad V = 160 \text{ km/h} \quad L = 281,10 \text{ m} \quad q = 18,9 \text{ kN/m}$$



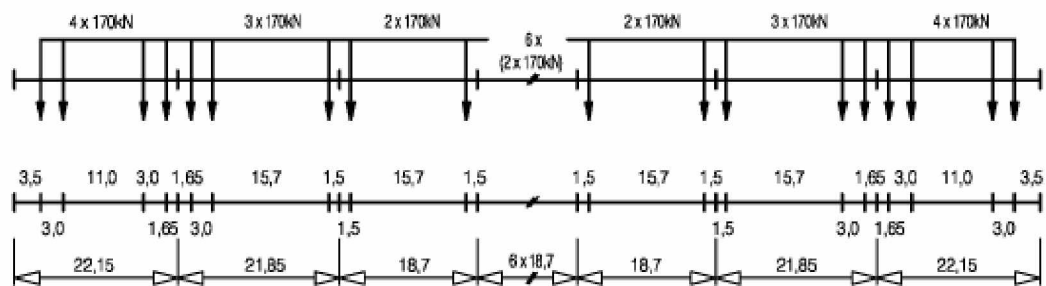
Tyypin 3 Nopea henkilöliikenteen juna (suurnopeusjuna)

$$\Sigma Q = 9\,400 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 385,52 \text{ m} \quad q = 24,4 \text{ kN/m}$$



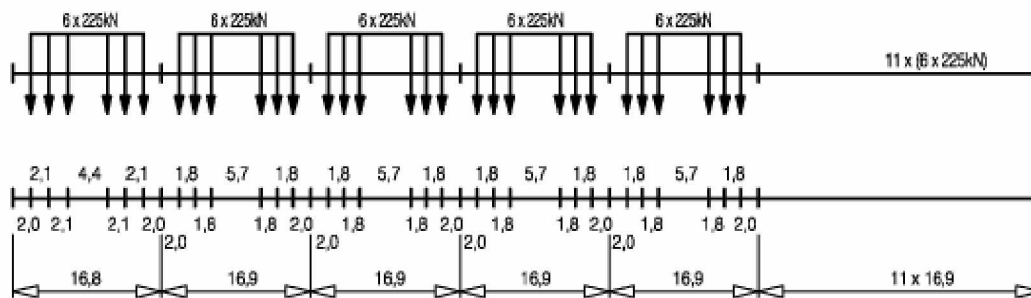
Tyyppi 4 Nopea henkilöliikenteen juna (suurnopeusjuna)

$$\Sigma Q = 5\,100 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 237,60 \text{ m} \quad q = 21,5 \text{ kN/m}$$



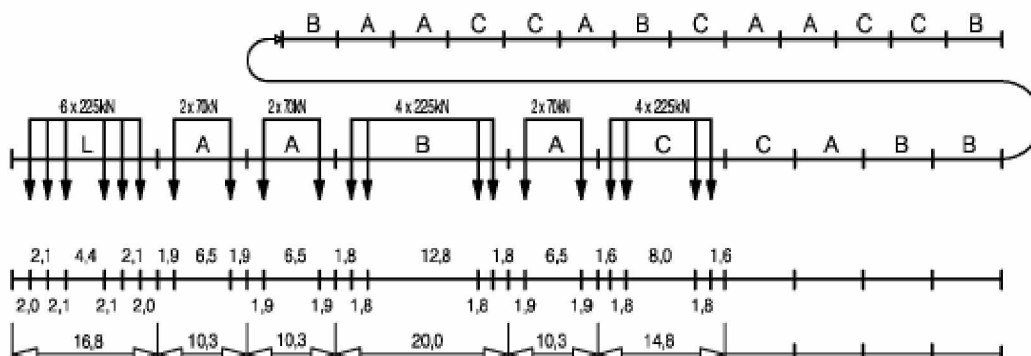
Tyyppi 5 Veturin vetämä tavarajuna

$$\Sigma Q = 21\,600 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 270,30 \text{ m} \quad q = 80,0 \text{ kN/m}$$



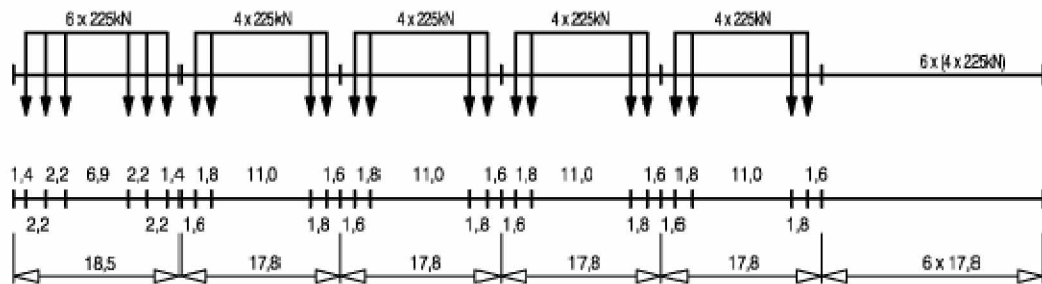
Tyyppi 6 Veturin vetämä tavarajuna

$$\Sigma Q = 14\,310 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 333,10 \text{ m} \quad q = 43,0 \text{ kN/m}$$

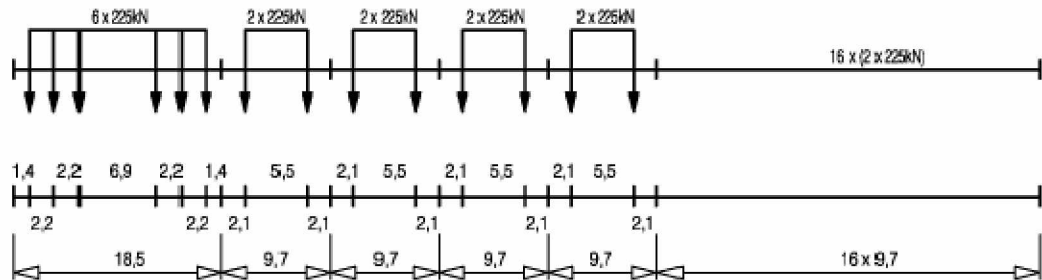


Tyyppi 7 Veturin vetämä tavarajuna

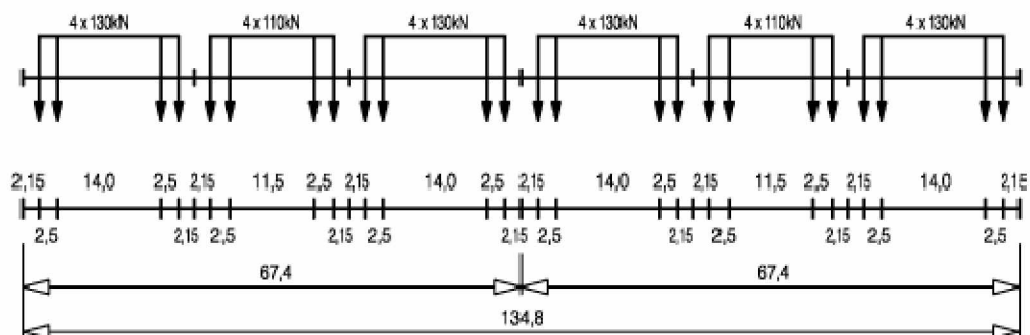
$$\Sigma Q = 10\,350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 196,50 \text{ m} \quad q = 52,7 \text{ kN/m}$$


Tyyppi 8 Veturin vetämä tavarajuna

$$\Sigma Q = 10\,350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 48,7 \text{ kN/m}$$

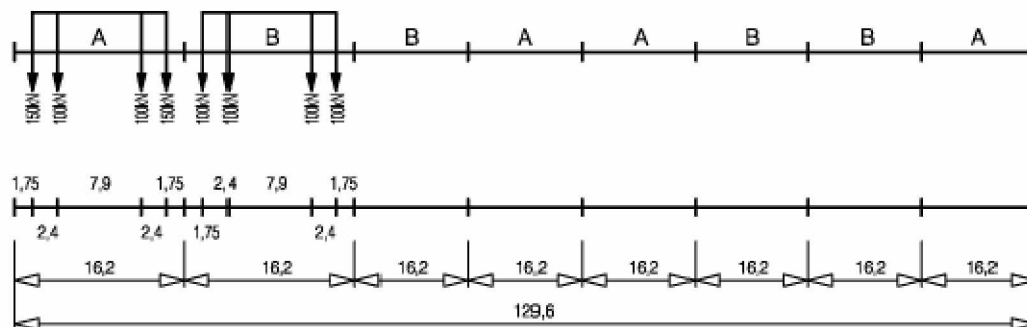

Tyyppi 9 Useasta yksiköstä koostuva lähijuna.

$$\Sigma Q = 2\,960 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 134,80 \text{ m} \quad q = 22,0 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 10 Metrojuna

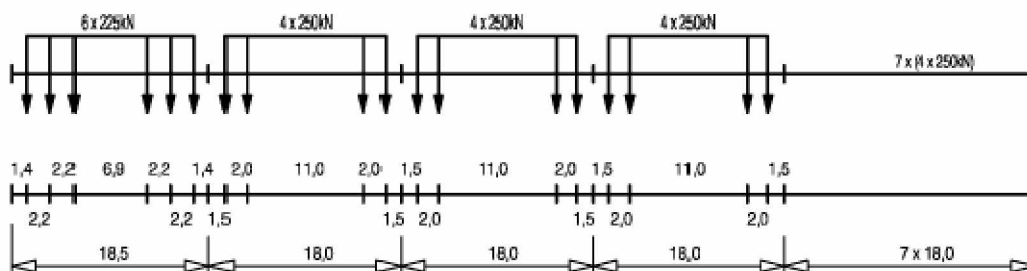
$\Sigma Q = 3\,600\text{ kN}$ $V = 120\text{ km/h}$ $L = 129,60\text{ m}$ $q = 27,8\text{ kN/m}$



(2) Raskas liikenne 250 kN akselein

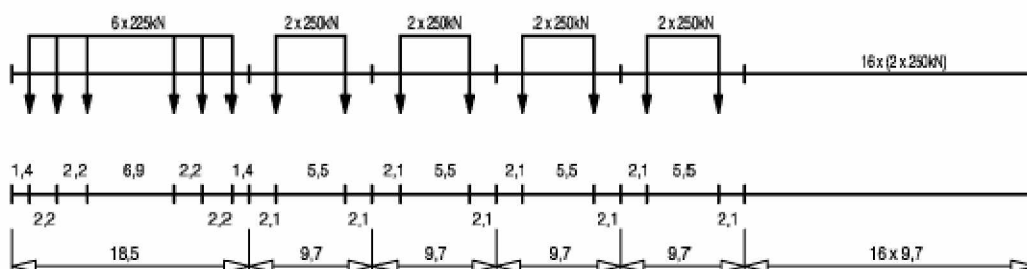
Tyyppi 11 Veturin vetämä tavarajuna

$\Sigma Q = 11\,350\text{ kN}$ $V = 120\text{ km/h}$ $L = 198,50\text{ m}$ $q = 57,2\text{ kN/m}$



Tyyppi 12 Veturin vetämä tavarajuna

$\Sigma Q = 11\,350\text{ kN}$ $V = 100\text{ km/h}$ $L = 212,50\text{ m}$ $q = 53,4\text{ kN/m}$



(3) Liikenteen koostumus

Taulukko D.1 Vakioliikenteen koostumus, jossa akselit $\leq 22,5$ t (225 kN)

Junan tyyppi	Junien määrä /vrk	Junan massa [t]	Liikennesuorite [10 ⁴ t/vuosi]
1	12	663	2,90
2	12	530	2,32
3	5	940	1,72
4	5	510	0,93
5	7	2160	5,52
6	12	1431	6,27
7	8	1035	3,02
8	6	1035	2,27
	67		24,95

Taulukko D.2 Raskaan liikenteen koostumus, jossa akselit 25 t (250 kN)

Junan tyyppi	Junien määrä /vrk	Junan massa [t]	Liikennesuorite [10 ⁴ t/vuosi]
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
	51		24,78

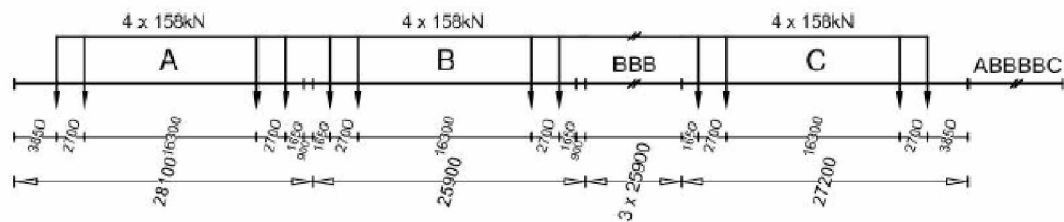
Taulukko D.3 Kevyt liikennemalli, jossa akselit $\leq 22,5$ t (225 kN)

Junan tyyppi	Junien määrä /vrk	Junan massa [t]	Liikennesuorite [10 ⁴ t/vuosi]
1	10	663	2,4
2	5	530	1,0
5	2	2160	1,4
9	190	296	20,5
	207		25,3

Tyyppi 1.

Pendolino

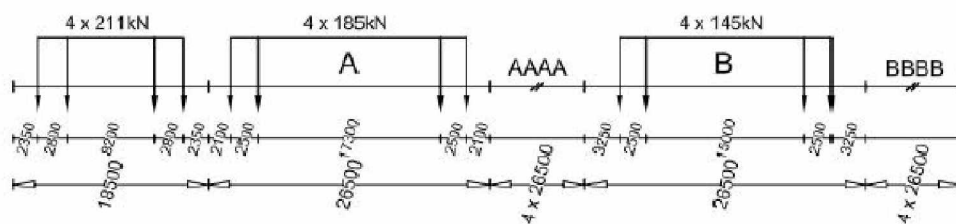
$$\Sigma Q = 7584 \text{ kN} \quad V = 220 \text{ km/h} \quad L = 317,8 \text{ m} \quad q = 23,9 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 2.

IC + IC²

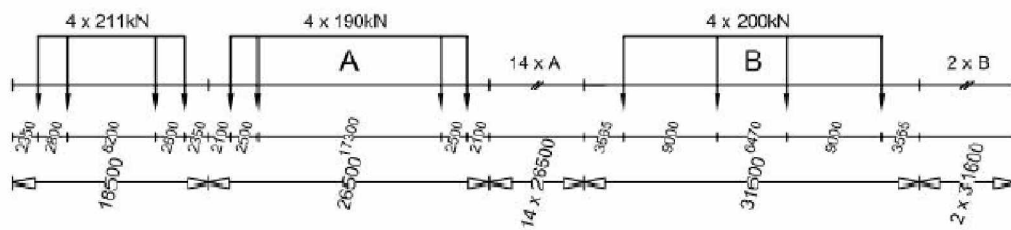
$$\Sigma Q = 7444 \text{ kN} \quad V = 200 \text{ km/h} \quad L = 283,5 \text{ m} \quad q = 26,3 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 3.

Yöpikajuna

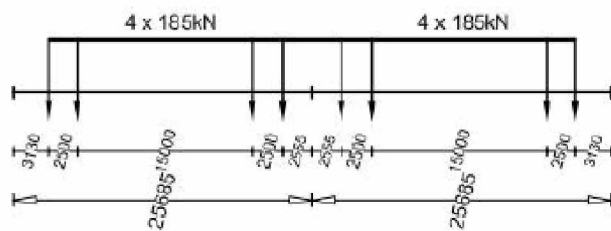
$$\Sigma Q = 14644 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 510,8 \text{ m} \quad q = 28,7 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 4.

Sm4

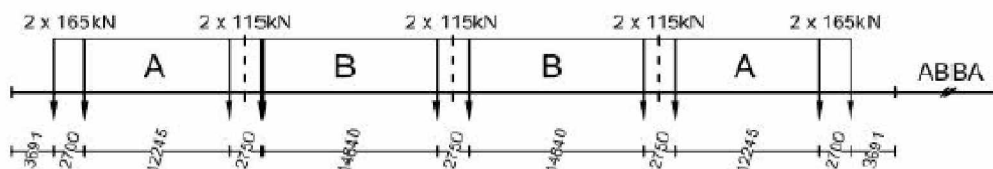
$$\Sigma Q = 1480 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 51,4 \text{ m} \quad q = 28,8 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 5.

Sm5

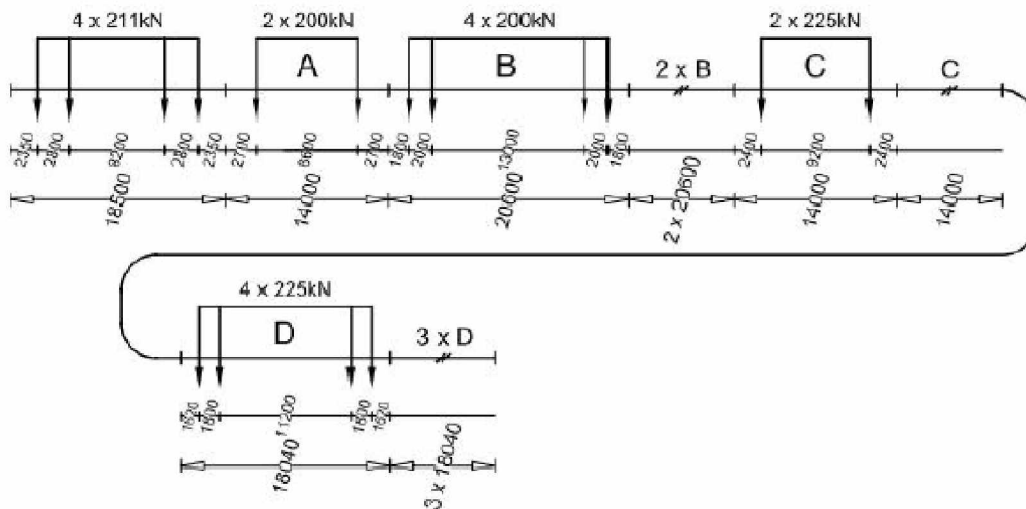
$$\Sigma Q = 2700 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 150,4 \text{ m} \quad q = 18,0 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 6.

Kevyt tavarajuna

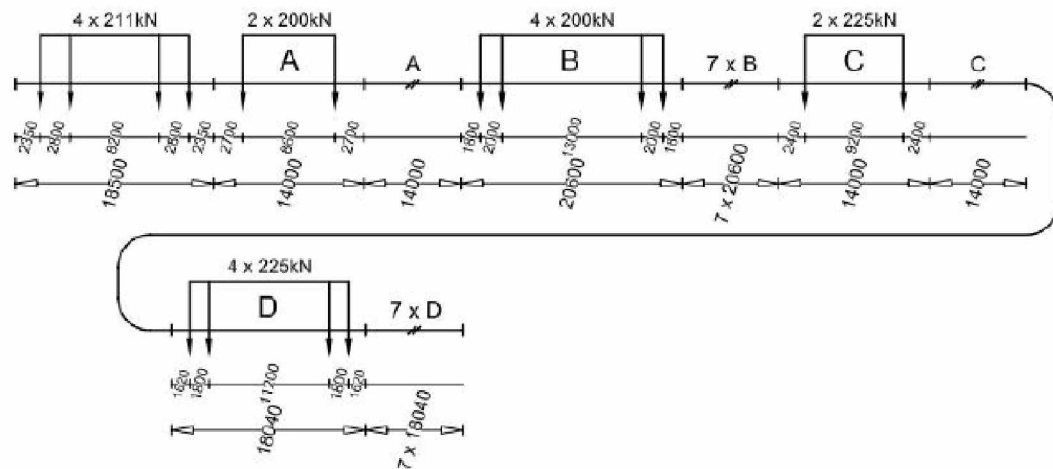
$$\Sigma Q = 8144 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 194,5 \text{ m} \quad q = 41,9 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 7.

Tavarajuna

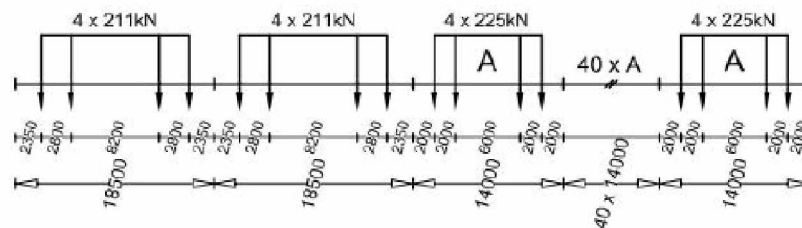
$$\Sigma Q = 16144 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 383,6 \text{ m} \quad q = 42,1 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 8.

Raskas tavarajuna

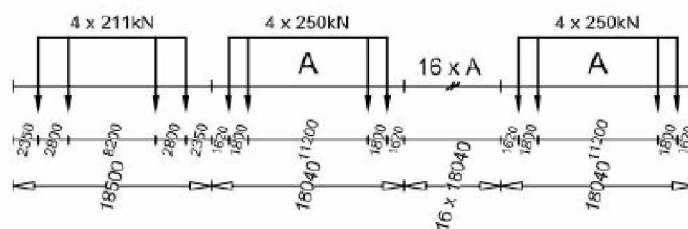
$$\Sigma Q = 39488 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 625,0 \text{ m} \quad q = 63,2 \text{ kN/m}$$



Tyyppi 9.

Tavarajuna 25t

$$\Sigma Q = 18844 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 343,2 \text{ m} \quad q = 54,9 \text{ kN/m}$$



Liikenteen koostumus

Kaupunkirata

Junan tyyppi	Junien määrä /vrk	Junan massa [t]	Liikennesuorite [10⁶ t/vuosi]
5	320	265	30,95

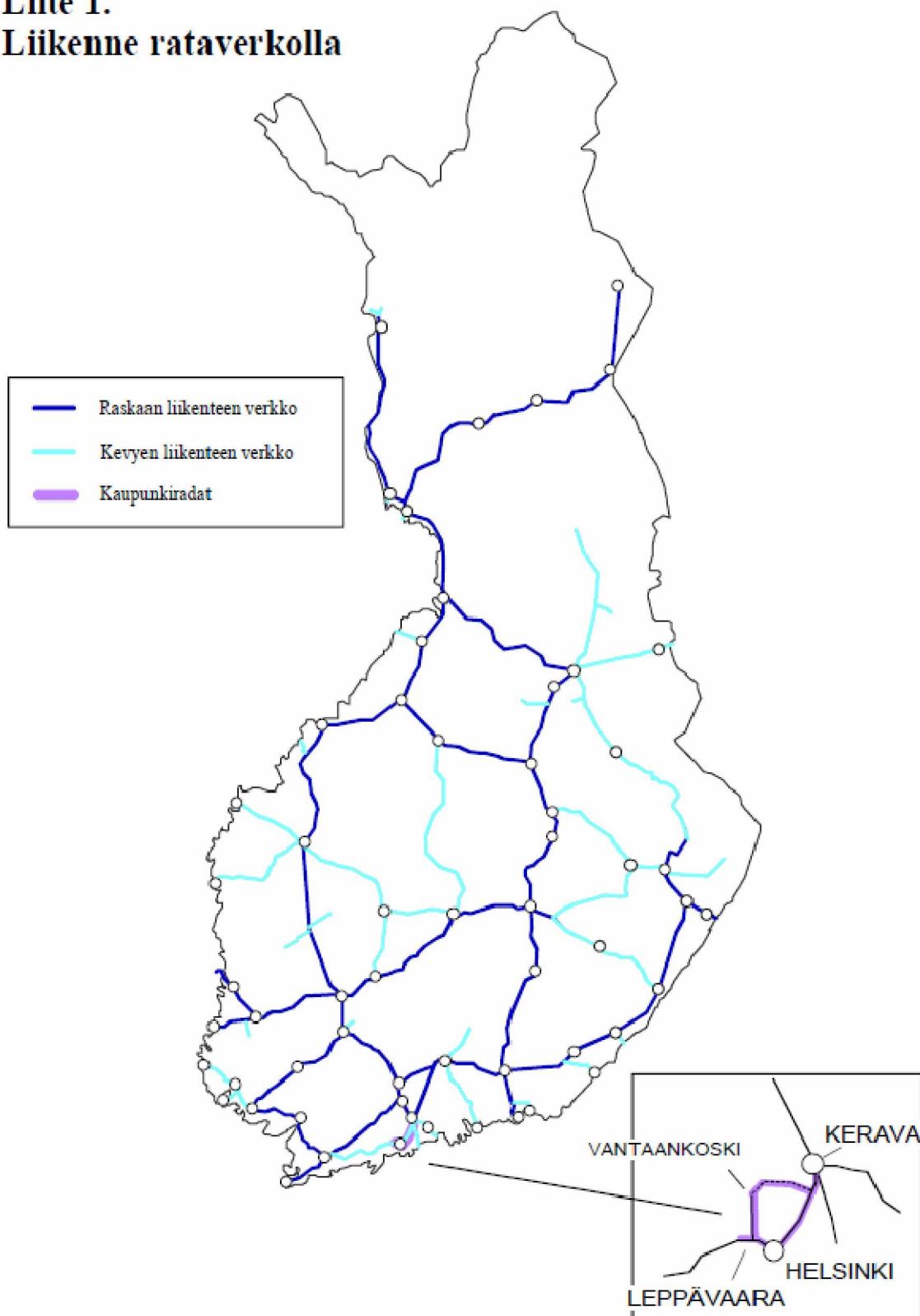
Kevyen liikenteen verkko

Junan tyyppi	Junien määrä /vrk	Junan massa [t]	Liikennesuorite [10⁶ t/vuosi]
1	2	758	0,55
2	6	744	1,63
4	10	148	0,54
6	6	814	1,78
7	6	1614	3,53
	30		8,03

Raskaan liikenteen verkko

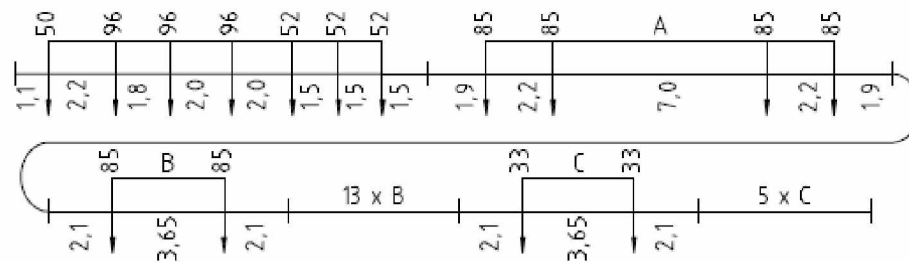
Junan tyyppi	Junien määrä /vrk	Junan massa [t]	Liikennesuorite [10⁶ t/vuosi]
1	10	758	2,77
2	32	744	8,69
3	2	1464	1,07
4	30	148	1,62
6	16	814	4,75
7	16	1614	9,43
8	4	3949	5,77
9	2	1884	1,38
	112		35,48

Liite 1. **Liikenne rataverkolla**



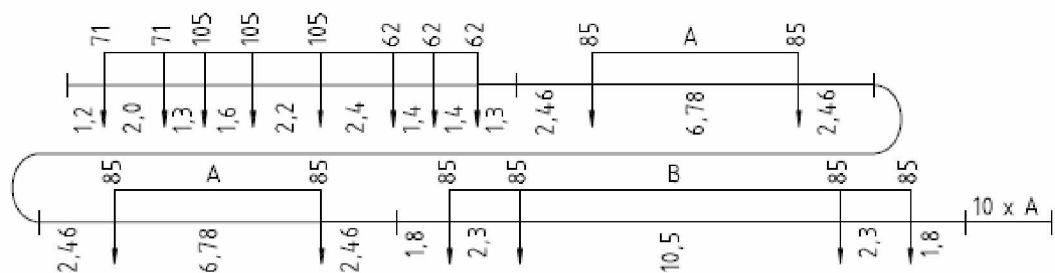
Tavarajuna 1910

$$\Sigma Q = 3610 \text{ kN} \quad v = 40 \frac{\text{km}}{\text{h}} \quad L = 185,8 \text{ m} \quad q = 19,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



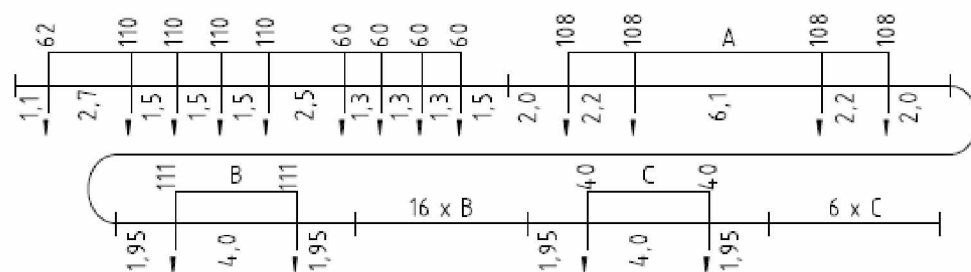
Matkustajajuna 1910

$$\Sigma Q = 3023 \text{ kN} \quad v = 60 \frac{\text{km}}{\text{h}} \quad L = 173,9 \text{ m} \quad q = 17,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



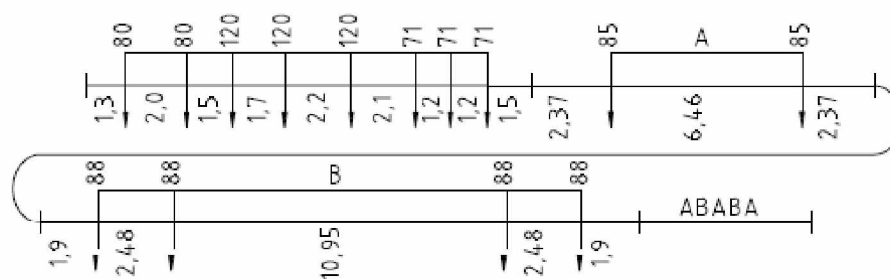
Tavarajuna 1935

$$\Sigma Q = 5457 \text{ kN} \quad v = 40 \frac{\text{km}}{\text{h}} \quad L = 220,3 \text{ m} \quad q = 24,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

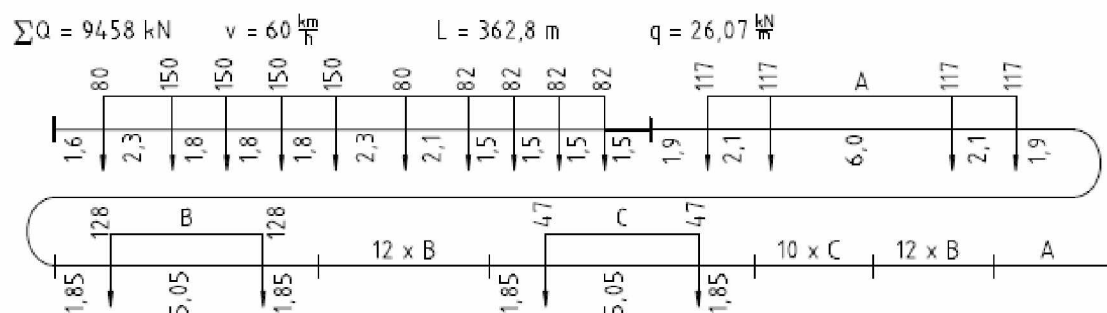


Matkustajajuna 1935

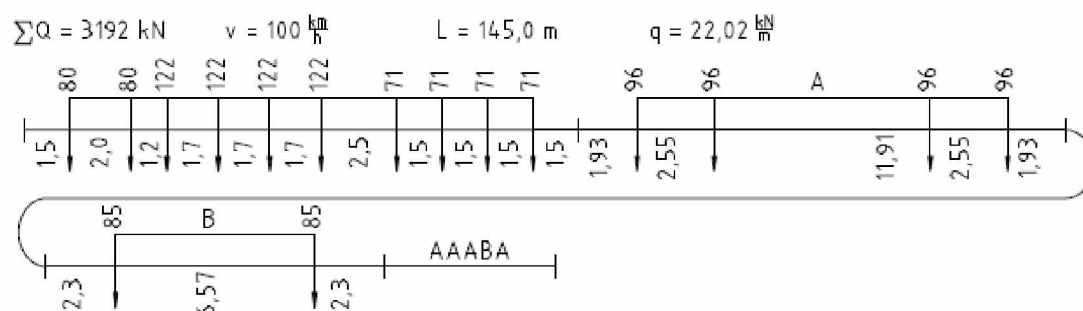
$$\Sigma Q = 2469 \text{ kN} \quad v = 80 \frac{\text{km}}{\text{h}} \quad L = 118,6 \text{ m} \quad q = 20,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



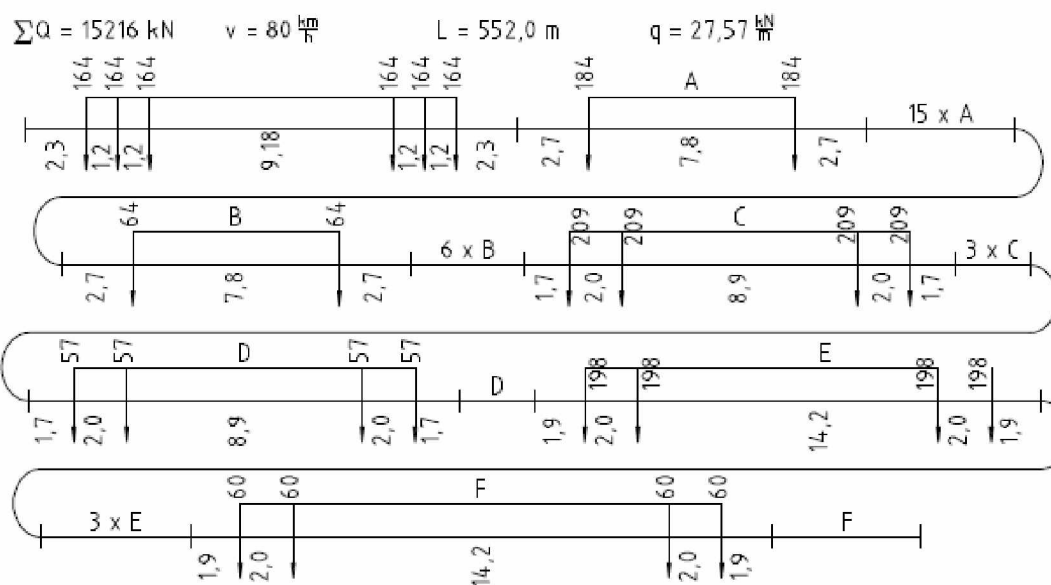
Tavarajuna 1960



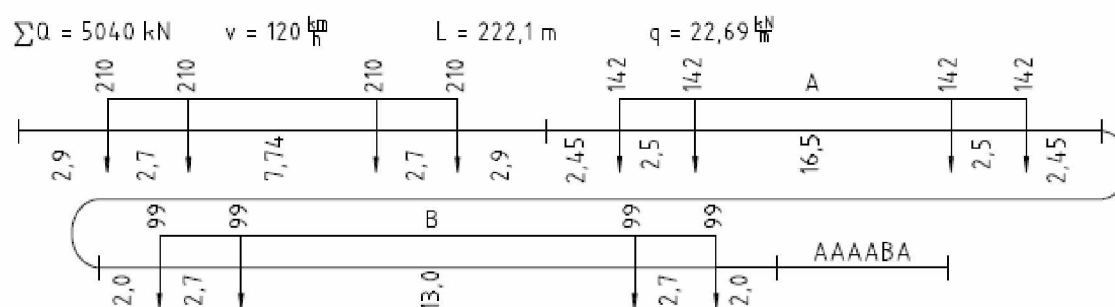
Matkustajajuna 1960



Tavarajuna 1985



Matkustajajuna 1985



KYYTIOJAN RATASILTA

Laskelmat



SISÄLLYSLUETTELO

YLEISTÄ	6
VANHAT PIIRUSTUKSET	7
MATERIAALIOMINAISUUDET	8
Betoni BK250	8
Teräs A400H	8
POIKKILEIKKAUSOMINAISUUDET	11
Mitat	11
Raudoitus	11
KUORMAT FEM:iin	12
Pysyvät kuormat	12
Liikennekuormat	13
DYNAAMINEN SUURENNUSKERROIN	14
RAKENNEMALLI	15
FEM-TULOSTEET	16
VOIMASUUREET	20
Taivutusmomentit	20
Leikkausvoimat	21
VOIMASUUREIDEN TARKASTUS KÄSIN	22
MENETTELYTAPA 1: YKSINKERTAISET TARKASTUKSET	
Materiaaliominaisuudet	23
Jänteen keskikohdan tarkastukset	25
Tuen läheisyyden tarkastukset	25
Response-2000 tulosteet	26

MENETTELYTAPA 2: EC:N TYYPPIJUNAT JA PALMGREN-MINERIN SUMMA

Toimintaprosessi	29
Poikkileikkauksen jännitykset yksittäisen 100 kN:n akselin ylityksestä	30
Jännityshistoriat	33
Mitoituskertymien laskenta	36
Betonin mitoituskertymä ja vauriosummat	39
Teräksen mitoituskertymä ja vauriosummat (SFS-EN 1992-1-1, taul. 6.3N)	41
Teräksen mitoituskertymä ja vauriosummat (SFS 1268)	44

MENETTELYTAPA 3: SUOMALAISET TYYPPIJUNAT JA PALMGREN-MINERIN SUMMA

Toimintaprosessi	46
Poikkileikkauksen jännitykset yksittäisen 100 kN:n akselin ylityksestä	48
Jännityshistoriat	50
Mitoituskertymien laskenta	53
Betonin mitoituskertymä ja vauriosummat	55
Teräksen mitoituskertymä ja vauriosummat (SFS-EN 1992-1-1, taul. 6.3N)	57
Teräksen mitoituskertymä ja vauriosummat (SFS 1268)	60

MENETTELYTAPA 4: VANHAT OMINAISJUNAT AIKAKAUSITTAIN

Toimintaprosessi	62
1989–1922	63
1923–1947	68
1948–1972	73
1973–1997	81

MENETTELYTAPA 5: SILLAN TODELLINEN KÄYTTÖIKÄ

Toimintaprosessi	88
Tulokset	89

MENETTELYTAPA 6: EUROKOODIN YKSINKERTAISET TARKASTUKSET

Voimasuureet	90
Poikkileikkauksen tarkastus taivutuksessa	93
Poikkileikkauksen tarkastus leikkauksessa	95

MENETTELYTAPA 7: EUROKOODIN EKVIVALENTIN JÄNNITYSVAIHTELU- VÄLIN MENETELMÄ

Voimasuureet	96
Poikkileikkauksen jännitykset	97
Malli 1	98
Tarkennettu malli: 100 vuoden käyttöikä	100
Tarkennettu malli: Käyttöiät	103

MENETTELYTAPA 8: RSO:N EKVIVALENTIN JÄNNITYSVAIHTELUVÄLIN MENETELMÄ

Materiaaliominaisuudet	106
Sysäyslisä	108
Voimasuureet	108
Poikkileikkauksen jännitykset	108
Malli 1	110
Malli 2	112
Malli 3: 100 vuoden käyttöikä	114
Malli 3: Käyttöiät	116

TODELLISTEN λ -KERTOIMIEN LASKENTA JA VERTAILU

EC:n todellisten junien mukaiset λ -kertoimet Kyytiojan ratasillalle	120
Suomalaisten todellisten junien mukaiset λ -kertoimet Kyytiojan ratasillalle	122

LASKENNALLISET k-KERTOIMET KYYTIOJAN RATASILLALLE

k-kerroin 1898–1922	124
k-kerroin 1923–1947	125
k-kerroin 1948–1972	126
k-kerroin 1973–1998	127
k-kerroin suomalaiset todelliset junat	128
k-kerroin eurokoodin todelliset junat	129

YHTEENVETO	130
------------	-----

YLEISTÄ

Kyytiojan ratasilta sijaitsee Seinäjoki–Oulu rataosalla paalulukemalla km 614+026. Sil-
lan kansirakenteet ovat vuodelta 1959.

Kyytiojan ratasilta on yksiaukkoinen teräsbetoninen laattasilta. Sen jänneväli on 4,5
metriä ja kansilaatan leveys on 4,8 metriä. Kansilaatan paksuus on sillan päädyissä 500
millimetriä ja keskellä 550 millimetriä.

Materiaaleina sillassa on käytetty betonia BK 250 ja terästä V40. Alapinnan raudoituk-
sena ovat 18 millimetrin harjaterästangot 130 millimetrin jaolla. Pääteräksistä puolet on
taivutettu vinosti ylös tukialueiden lähellä eli ne toimivat leikkausraudoituksena.

Näissä laskelmissa vertaillaan kyseisen sillan väsymiskestävyyttä eri ohjeilla ja mene-
telmillä. Lisäksi on laskettu λ -kertoimet ja k-kertoimet sillalle perustuen todellisiin ju-
niin.

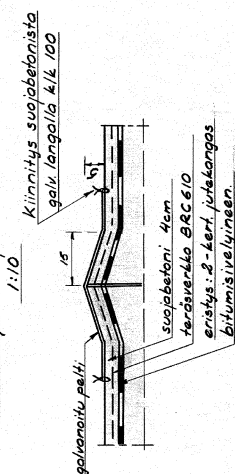
Huom! Mitat tarkistettava siltapaikalla.

Loakeritason yläpuolella olevat muurikivet poistetaan, vain reunimmaisat jätetään paikoilleen.

Laatan puoliskon paino 20 ton (22 ton)

Asennuksen jälkeen nostokoukut
poltetaan pois.

Kannen puoliskojen liitoskohta



Poikkeavat mitat:

Sulkeissa () olevat luvut tarkoittavat rumpua km 430+252

Latitud	Longitud	d	c	k	a	b	l	km+m	Ratarea
50° 50'	12° 50'	50	55	37	250	465	470	614-026	SK-01
50	50	80	80	36	237	452	457	687-790	—
500	500	120	90	40	230	463	468	475-858	SK-13
500	500	70	55	40	231	462	467	406-412	—

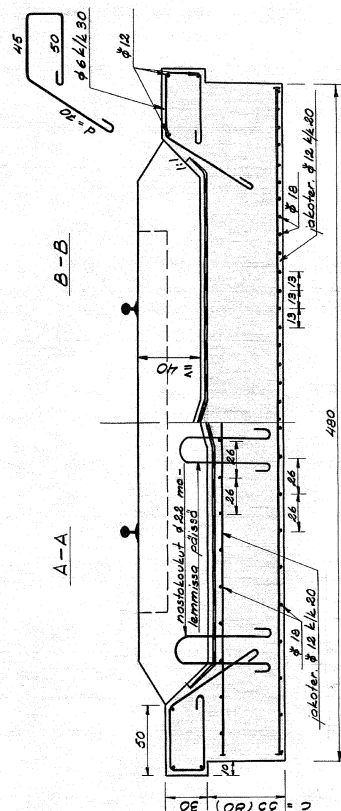
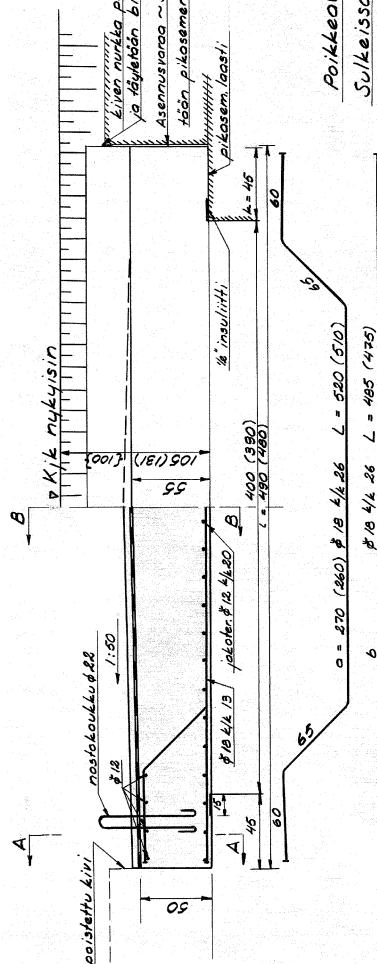
Kiskonjolan ja suojabetonin välillä
oltava sora vähintään 40cm. Tar-
vittaessa kiskonjalmaa nostettava.

Betoni: BK 250

Teräs: V40 (Φ) ja S+37 (Φ)

Kuormituskaavio I-48

483+775 11.

[illegible]

puht. piir. 11.11.58 H. Leino

MATERIAALIOMINAISUUDET

Materiaaliominaisuudet on laskettu eurokoodin mukaisesti, ellei muuta ole erikseen mainittu.

Betoni BK250

Puristuslujuus

Luokan mukainen kuutiolujuus

$$f_{\text{ck.cube}} := 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kuutiolujuudesta laskettu lieriölujuus

$$f_{\text{ck}} := 0.851 \cdot f_{\text{ck.cube}} - 1.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ck}} = 19.675 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Pitkäaikaislujuuskerroin

$$\alpha_{\text{cc}} := 0.85$$

Betonin osavarmuusluku, RSO 9

$$\gamma_{\text{c}} := 1.41$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo

$$f_{\text{cd}} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_{\text{c}}}$$

$$f_{\text{cd}} = 11.861 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Puristuslujuus väsymisessä

Kertoimet

$$k_1 := 0.85$$

Normaalisementti

$$s := 0.25$$

Kuormituksen alkamisajankohta

$$t_0 := 28 \text{ vrk}$$

Kerroin $\beta_{\text{cc}}(t_0)$

$$\beta_{\text{cc}}(t_0) := e^{s \cdot \left(1 - \frac{28 \text{ vrk}}{t_0}\right)^{\frac{1}{2}}} \quad \beta_{\text{cc}}(t_0) = 1$$

Puristuslujuuden väsymislujuuden mitoitusarvo taivutetussa tai puristetussa rakenteessa

$$f_{\text{cd.fat}} := k_1 \cdot \beta_{\text{cc}}(t_0) \cdot f_{\text{cd}} \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}\right)$$

$$f_{\text{cd.fat}} = 9.288 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kimmokerroin

Kimmokerroin lujuusluokan mukaan laskettuna

$$E_{\text{cm}} := 22 \cdot \left(\frac{f_{\text{ck}} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}}\right)^{0.3} \cdot \text{GPa}$$

$$E_{\text{cm}} = 29.857 \cdot \text{GPa}$$

Teräs A400H

Lujuudet

Osavarmuusluku, RSO 9

$$\gamma_{\text{s}} := 1.18$$

Teräksen lujuusominaisuudet

$$f_{\text{yk}} := 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{s}}}$$

$$f_{\text{yd}} = 338.983 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kimmokerroin

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$E_s = 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Leikkausterästen väsymiskestävyyttä pienennetään kertoimella, joka saadaan standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukosta 6.3N.

Teräksen halkaisija

$$\phi := 18 \text{ mm}$$

Taivutustelan halkaisija

$$D := 12 \cdot \phi$$

$$D = 216 \cdot \text{mm}$$

$$\zeta := 0.35 + 0.026 \cdot \frac{D}{\phi}$$

$$\zeta = 0.662$$

Eurokoodin perusarvoilla oleva S-N-käyrä

Standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N mukaan. Alaindeksi EC tarkoittaa tätä S-N-käyrää.

Jännityseksponentit

$$k_{1,EC} := 5$$

$$k_{2,EC} := 9$$

S-N-käyrän taitepisteen koordinaatit

$$N_{EC} := 10^6$$

$$\Delta\sigma_{Rsk,EC} := 162.5$$

Vakiot

$$C_{1,EC} := \frac{N_{EC}}{\Delta\sigma_{Rsk,EC}^{-k_{1,EC}}} \quad C_{1,EC} = 1.133 \times 10^{17}$$

$$C_{2,EC} := \frac{N_{EC}}{\Delta\sigma_{Rsk,EC}^{-k_{2,EC}}} \quad C_{2,EC} = 7.901 \times 10^{25}$$

S-N-käyrän yhtälö

$$\Delta\sigma_{EC(N)} := \min \left[\left(\frac{N}{C_{1,EC}} \right)^{-\frac{1}{k_{1,EC}}} \text{ if } N \leq 10^6, f_{yk} \cdot \frac{1}{\text{MPa}} \right. \\ \left. \left(\frac{N}{C_{2,EC}} \right)^{-\frac{1}{k_{2,EC}}} \text{ if } N > 10^6 \right]$$

Vaurioon johtavien kuormituskertojen määrä jännitysvaihteluvälin funktiona

$$N_{EC}(\Delta\sigma) := \begin{cases} C_{1,EC} \cdot \Delta\sigma^{-k_{1,EC}} & \text{if } \Delta\sigma \geq \Delta\sigma_{Rsk,EC} \\ C_{2,EC} \cdot \Delta\sigma^{-k_{2,EC}} & \text{if } \Delta\sigma < \Delta\sigma_{Rsk,EC} \end{cases}$$

SFS 1268 arvoilla oleva S-N-käyrä

Alaindeksi NA tarkoittaa tätä S-N-käyrää.

Jännityseksponentit

$$k_{1.NA} := 4.375$$

$$k_{2.NA} := 25$$

S-N-käyrän taitepisteen koordinaatit

$$N_{NA} := 10^6$$

$$\Delta\sigma_{Rsk.NA} := 200$$

Vakiot

$$C_{1.NA} := \frac{N_{NA}}{\Delta\sigma_{Rsk.NA}^{-k_{1.NA}}}$$

$$C_{1.NA} = 1.167 \times 10^{16}$$

$$C_{2.NA} := \frac{N_{NA}}{\Delta\sigma_{Rsk.NA}^{-k_{2.NA}}}$$

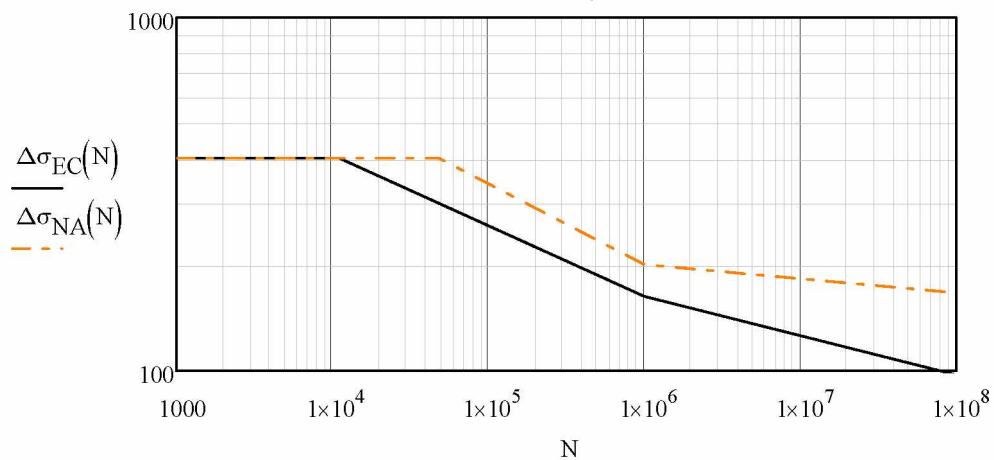
$$C_{2.NA} = 3.355 \times 10^{63}$$

S-N-käyrän yhtälö

$$\Delta\sigma_{NA}(N) := \min \left[\begin{array}{l} \left(\frac{N}{C_{1.NA}} \right)^{-\frac{1}{k_{1.NA}}} \text{ if } N \leq 10^6 \\ \left(\frac{N}{C_{2.NA}} \right)^{-\frac{1}{k_{2.NA}}} \text{ if } N > 10^6 \end{array} \right] \cdot f_{yk} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}$$

Vaurioon johtavien kuormituskertojen määrä jännitysvaihteluvälin funktiona

$$N_{NA}(\Delta\sigma) := \begin{cases} C_{1.NA} \cdot \Delta\sigma^{-k_{1.NA}} & \text{if } \Delta\sigma \geq \Delta\sigma_{Rsk.NA} \\ C_{2.NA} \cdot \Delta\sigma^{-k_{2.NA}} & \text{if } \Delta\sigma < \Delta\sigma_{Rsk.NA} \end{cases}$$

S-N-käyrät

POIKKILEIKKAUSOMINAISUUDET

Tässä on laskettu poikkileikkausominaisuudet, joita on käytetty rakenteen mallintamisessa ja laskelmissa.

Mitat

Jänneväli

$$L := 4500\text{mm}$$

Mallinnetaan poikkileikkaus laattana, jonka mitat ovat

leveys

paksuus

$$b_l := 4.8\text{m}$$

$$h_l := 500\text{mm}$$

Raudoitus

Tehollinen korkeus=laatan paksuus-suojabetoni-0,5*pääterästen halkaisija - toleranssi

$$d := h_l - 25\text{mm} - \frac{18\text{mm}}{2} - 15\text{mm} \quad d = 451 \cdot \text{mm}$$

Kimmokerroinsuhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} \quad \alpha_e = 6.699$$

Teräspinta-ala, keskellä laattaa raudoitus $\Phi 18\text{k}130$

$$A_s := \frac{1}{130\text{mm}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{18\text{mm}}{2} \right)^2 \quad A_s = 1957.454 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Raudoitussuhde

$$\rho := \frac{A_s}{d} \quad \rho = 0.434 \cdot \%$$

Puristetun pinnan korkeus

$$x := \sqrt{(A_s \cdot \alpha_e)^2 + 2 \cdot A_s \cdot d \cdot \alpha_e} - A_s \cdot \alpha_e \quad x = 96.428 \cdot \text{mm}$$

Suhteellinen puristetun pinnan korkeus

$$k_x := \frac{x}{d} \quad k_x = 0.214$$

KUORMAT FEM: IIN

Pysyvät kuormat

Sillan paino

Teräsbetonin tilavuuspaino ja tiheys

$$\gamma_{tb} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \rho_{tb} := \frac{\gamma_{tb}}{g} \quad \rho_{tb} = 2549.291 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Reunapalkin mallintamatta jätetyt osat kuormana malliin

$$g_{rp} := \frac{\gamma_{tb} \cdot (500\text{mm} \cdot 700\text{mm})}{400\text{mm}} \quad g_{rp} = 21.875 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tukikerros ja raideseipelit

Tukikerroksen tilavuuspaino

$$\gamma_{tukik} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{SFS-EN 1991-1-1, liite A, taulukko A.6})$$

Sepelikerros

$$h_{sep} := 820\text{mm}$$

Ratapölkyn mitat

$$h_{pö} := 200\text{mm} \quad b_{pö} := 300\text{mm} \quad l_{pö} := 2600\text{mm}$$

Tukikerroksen poikkileikkausala

$$A_{tukik} := 3116022\text{mm}^2$$

Sepelin paino

$$g_{sep} := \frac{\gamma_{tukik} \cdot A_{tukik}}{4000\text{mm}} \quad g_{sep} = 15.58 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Poikkisuunnassa voidaan olettaa, että kuorma jakautuu ratapölkkyjen alareunan päistä neljän suhteessa yhteen

Jakaantumisleveys

$$b_{jak} := l_{pö} + 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot (h_{sep} - h_{pö}) \quad b_{jak} = 2910\text{mm}$$

Raitteen paino alustan pituusyksikköä kohden (UIC 60)

$$g_{kis} := 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{b_{jak}} \quad g_{kis} = 0.412 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{SFS-EN 1991-1-1, liite A, taulukko A.6})$$

Esijännitetyt betonipölkkyt ja niiden varusteet

$$g_{pölk} := 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{b_{jak}} \quad g_{pölk} = 1.649 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{SFS-EN 1991-1-1, liite A, taulukko A.6})$$

Yhteensä

$$g_{kis} + g_{pölk} = 2.062 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Liikennekuormat

Kuormakaavio 71

Käytetään kuormana α -kertoimella kerrottua kuormakaavio 71:tä.

Kuormakaavio 71, akselipainorajana 22,5 tonnia.

$$\alpha := 1.0$$

Akselikuormat

$$Q_{vk} := 250 \text{ kN}$$

Akselikuormien väli on 1,6 metriä

Jaetaan akselikuormat tasaiseksi kuormaksi alueelle, jonka koko on:

Jakautumispituus on akseliväli

$$l_{jak} := 1600 \text{ mm}$$

Jakautumisleveys kuten edellä

$$b_{jak} = 2910 \text{ mm}$$

Akselikuormasta johtuva tasainen kuorma on siis

$$q_1 := Q_{vk} \cdot \frac{1}{l_{jak}} \cdot \frac{1}{b_{jak}} \quad q_1 = 53.694 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Todellisten junien akselit (menettelytavat 2 ja 3)

Tarkastellaan yhtä 100 kN:n akselia. Suoritetaan yhdistely muiden akselien kanssa Excelissä. Akselistä aiheutuva kuorma jaetaan alueelle, jonka koko on:

Jakautumisleveys kuten edellä

$$b_{jak} = 2910 \text{ mm}$$

Oletetaan, että pituussuunnassa kuorma jakautuu raiteen kautta kolmella ratapölkylle, joiden väli on noin 600 millimetriä.

$$l_{jak} := 2 \cdot (600 \text{ mm} + 0.5 \cdot b_{pö}) + 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot (h_{sep} - h_{pö}) \quad l_{jak} = 1810 \text{ mm}$$

$$q_2 := 100 \text{ kN} \cdot \frac{1}{l_{jak}} \cdot \frac{1}{b_{jak}} \quad q_2 = 18.986 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

DYNAAMINEN SUURENNUSKERROIN

Dynaaminen suurennuskerroin tarkoittaa samaa kuin sysäyslisä.

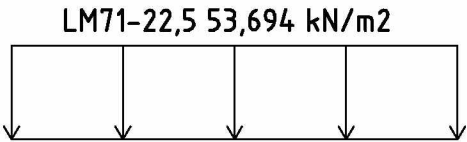
Määrittävä pituus $L_{\Phi} := L$ $L_{\Phi} = 4.5 \text{ m}$

Dynaaminen suurennuskerroin, hyvin kunnossapidetty raide

$$\Phi := \begin{cases} 1.0 & \text{if } \frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi} \cdot \frac{1}{m}} - 0.2} + 0.82 < 1 \\ 1.67 & \text{if } 1.67 < \frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi} \cdot \frac{1}{m}} - 0.2} + 0.82 \\ \left(\frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi} \cdot \frac{1}{m}} - 0.2} + 0.82 \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad (\text{SFS-EN 1991-2, kohta 6.4.5})$$

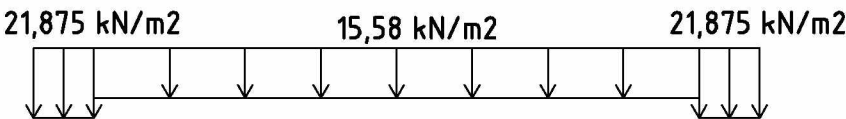
$$\Phi = 1.569$$

POIKKILEIKKAUS 1:50

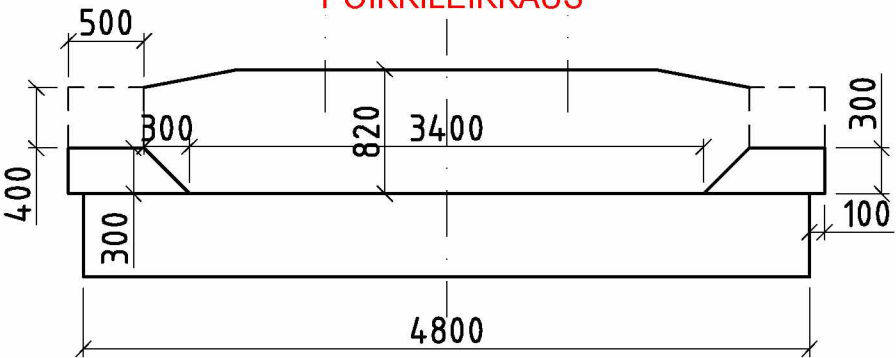


RAKENNEMALLI

OMAT PAINOT, ILMAN RAIDETTA



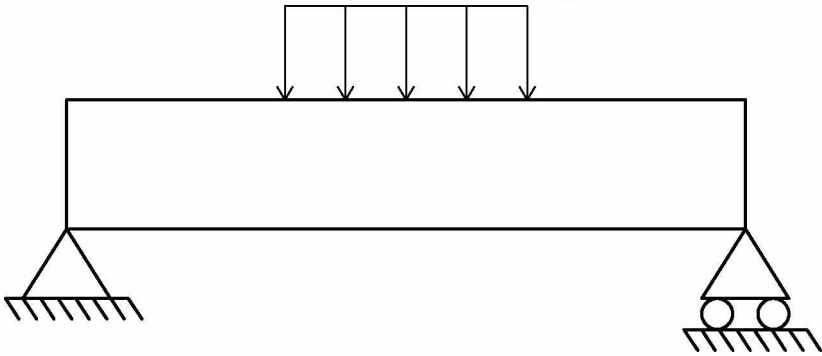
**TODELLINEN
POIKKILEIKKAUS**



PITUUSLEIKKAUS 1:50

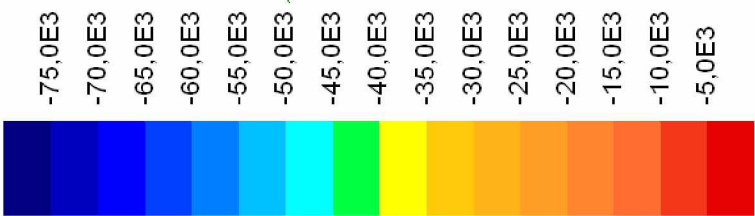
RAKENNEMALLI

LM71-22,5 53,694 kN/m², YKSI AKSELI

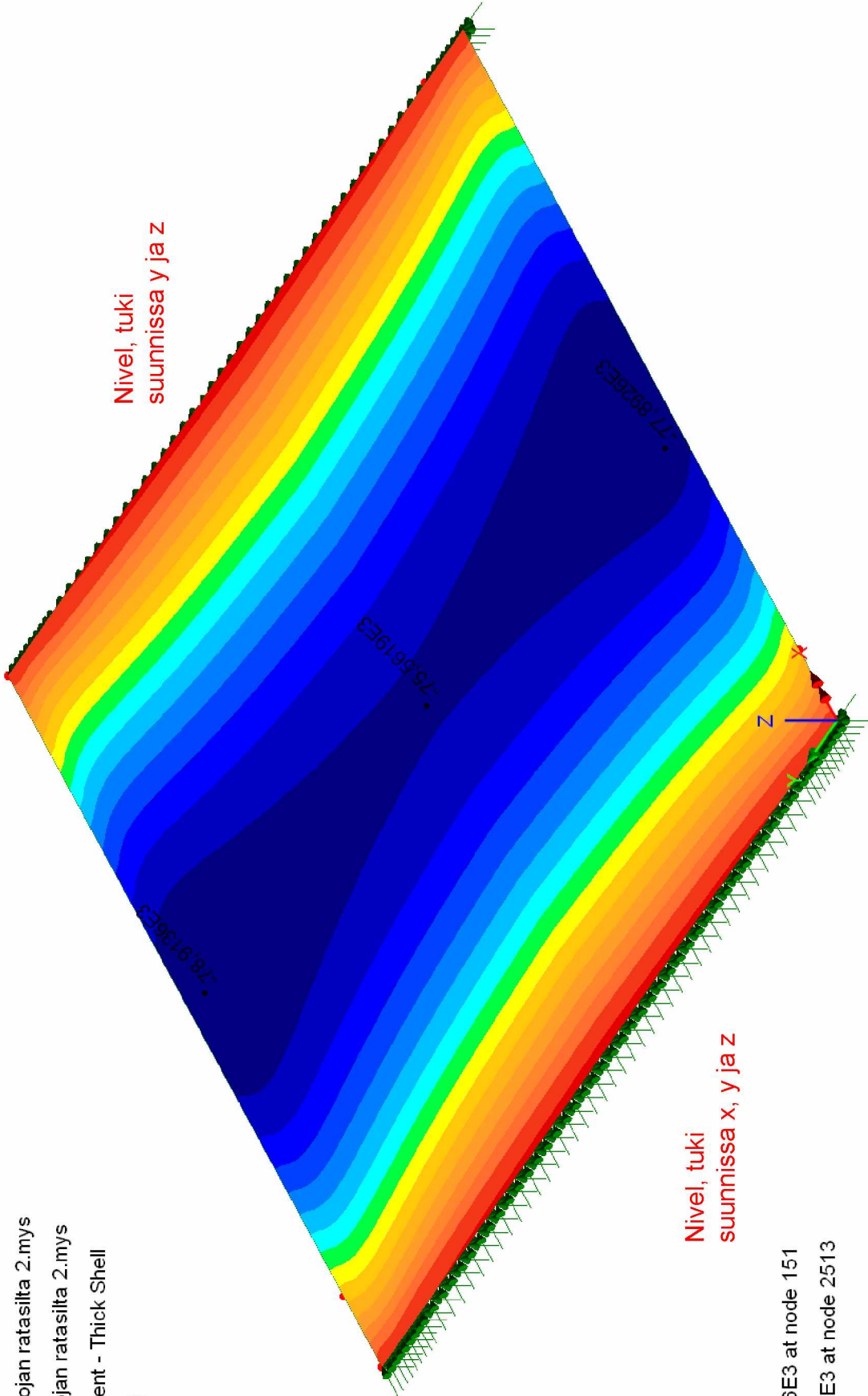


Taivutusmomentti omista painoista

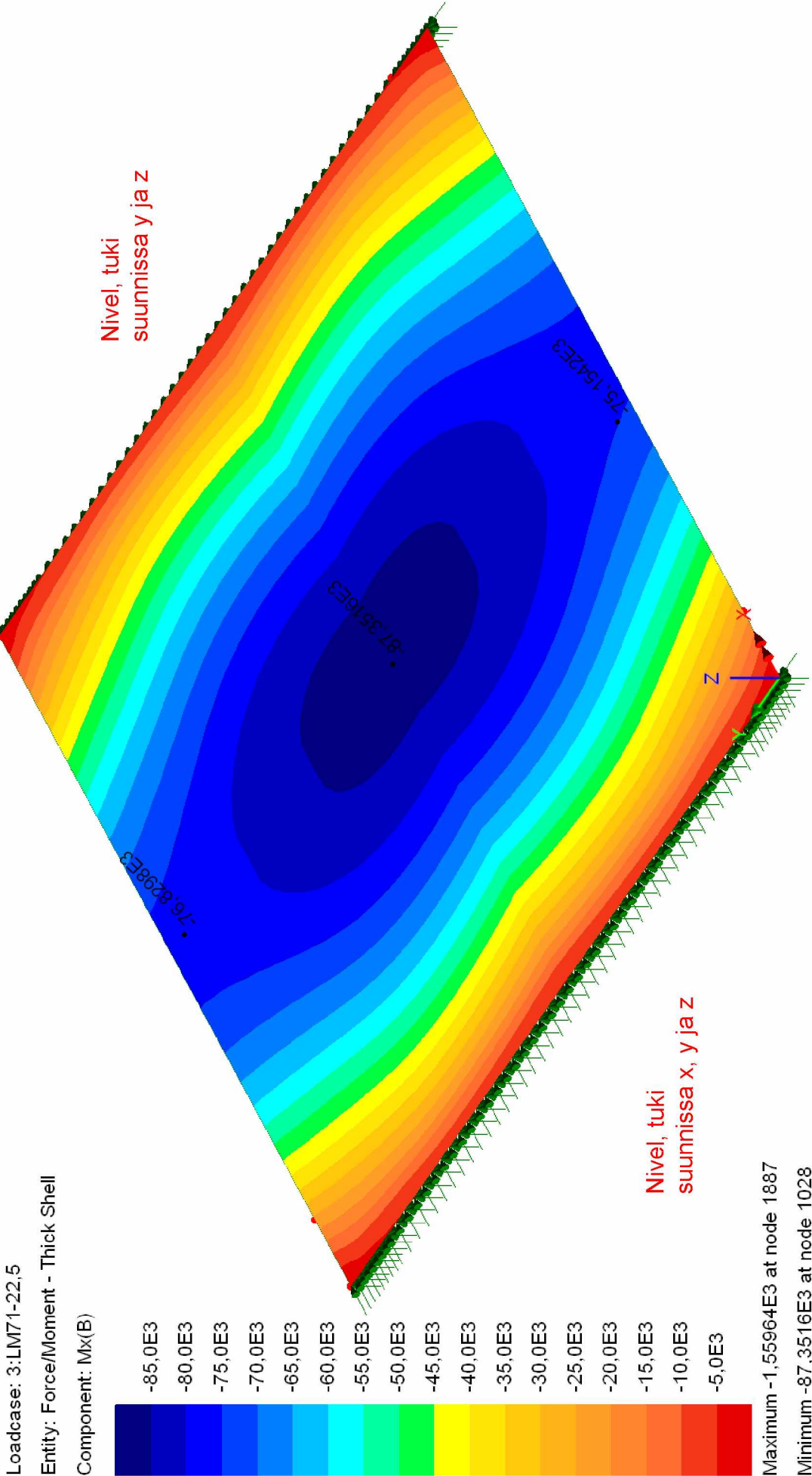
Loadcase: 2: Kyytiojan ratasilta 2.mys
Results file: Kyytiojan ratasilta 2.mys
Entity: Force/Moment - Thick Shell
Component: Mx(B)



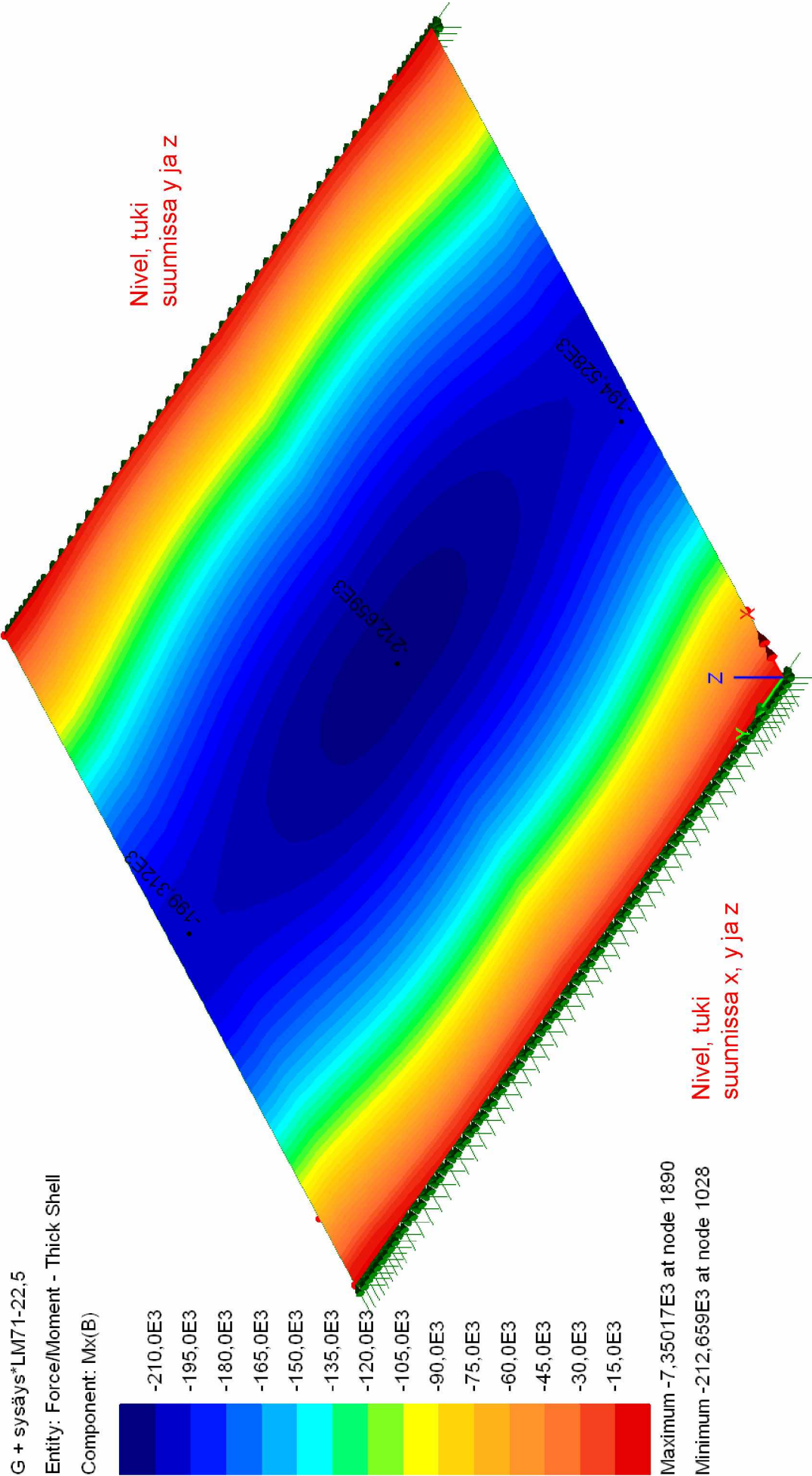
Maximum -3,14406E3 at node 151
Minimum -78,9136E3 at node 2513



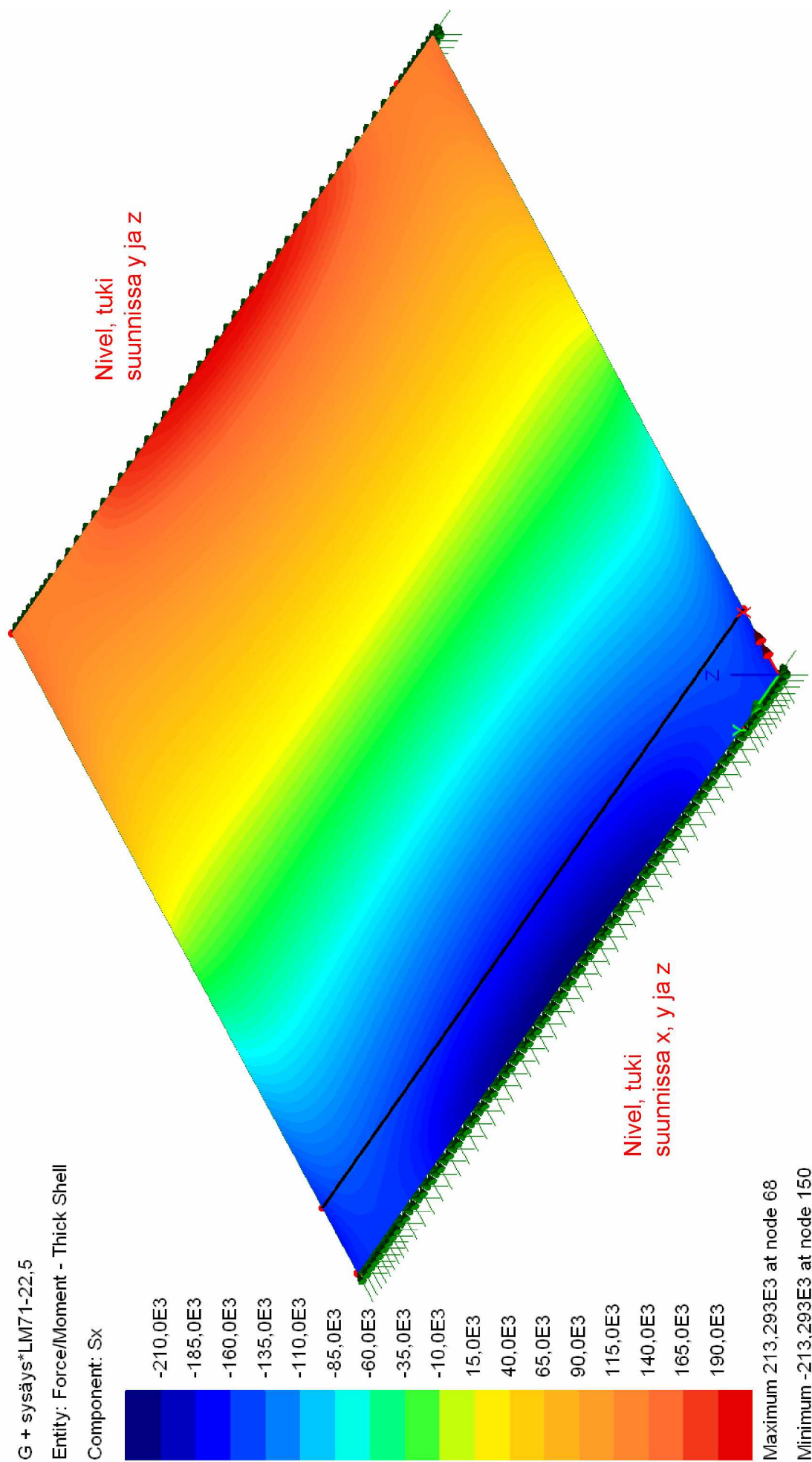
Taivutusmomentti liikennekuormasta LM71-22,5



Taivutusmomentti omista painoista + dynaaminen suurennuskerroin*LM71-22,5



Leikkausvoima omista painoista + dynaaminen suurenuskerroin*LM71-22,5



VOIMASUUREET

Voimasuureet on saatu FEM-laskelmien tuloksista, joista osa on esitetty edellisillä sivuilla. Näitä voimasuureita käytetään kaikissa muissa menettelytavoissa lukuunottamatta todellisiin juniin pohjautuvia menetelmiä. Niissä käytetään liikennekuormana yksittäistä 100 kN:n akselia, josta selvitetään voimasuureet ja jännitykset excelin avulla.

Taivutusmomentit

Suurin taivutusmomentti kansilaatan alueella omasta painosta

$$M_{g,max} := 78.9163 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momentti liikennekuorman maksimin kohdalla

$$M_{g,2} := 75.5619 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Suurin taivutusmomentti kansilaatan alueella liikennekuormasta LM71-22,5

$$M_{q,max} := 87.3516 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momentti oman painon maksimin kohdalla

$$M_{q,2} := 76.8298 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Yhteensä

$$M_1 := M_{g,max} + \Phi \cdot M_{q,2} \quad M_1 = 199.499 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_2 := M_{g,2} + \Phi \cdot M_{q,max} \quad M_2 = 212.659 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Vertailuksi FEM yhdistelystä

$$M_{max} := \max(M_1, M_2)$$

$$M_{max} = 212.659 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{max.FEM} := 212.659 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Leikkausvoimat

Tarkastellaan leikkausvoimaa etäisyydellä d (460 mm) tuesta.

Leikkausvoima omista painoista

$$V_{g,\max} := 53.9167 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Leikkausvoima liikennekuorman maksimin kohdalla

$$V_{g,2} := 51.869 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Leikkausvoima liikennekuormasta

$$V_{q,\max} := 69.704 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Leikkausvoima oman painon maksimin kohdalla

$$V_{q,2} := 48.972 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Leikkausvoima yhteensä

$$V_1 := V_{g,\max} + \Phi \cdot V_{q,2} \quad V_1 = 130.777 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_2 := V_{g,2} + \Phi \cdot V_{q,\max} \quad V_2 = 161.268 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vertailuksi FEM yhdistelystä

$$V_{\max} := \max(V_1, V_2) \quad V_{\max} = 161.268 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_{\max,\text{FEM}} := 161.268 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Tarkastellaan leikkausvoimaa etäisyydellä (1000 mm) tuesta.

Pienin leikkausvoima, kun vain omat painot vaikuttavat.

$$V_{\text{Ed},\min} := 36.1845 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_{\text{Ed},\min} = 36.184 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suurin leikkausvoima liikennekuormasta

$$V_q := 46.4027 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_q = 46.403 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

VOIMASUUREIDEN TARKASTUS KÄSIN

Suoritetaan vertailu taivutusmomentille ja leikkausvoimalle. Tarkastelu suoritetaan metrin laattakaistalle, jonka pituus on L (4500 mm).

Taivutusmomentti

Omat painot = betoni + tukikerros

$$g := 1000\text{mm} \cdot 500\text{mm} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 1000\text{mm} \cdot 820\text{mm} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad g = 28.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Liikennekuorma LM71-22,5

$$q := \frac{250\text{kN}}{1600\text{mm}} \cdot \frac{1000\text{mm}}{3800\text{mm}} \quad q = 41.118 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suurin taivutusmomentti omista painoista

$$M_G := \frac{1}{8} \cdot g \cdot L^2 \quad M_G = 73.153 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Suurin taivutusmomentti liikennekuormasta LM71-22,5

$$M_Q := \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 \quad M_Q = 104.081 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentti yhteensä

$$M_{\text{tot}} := M_G + \Phi \cdot M_Q \quad M_{\text{tot}} = 236.507 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käsinlaskettu arvo on lähellä FEM-laskennan arvoa. Liikennekuorman poikittaisen jakautumisen on käsinlaskussa oletettu tapahtuvan reunapalkkien väliselle laatan alueelle.

Leikkausvoima

Kuormat ovat samat kuin taivutusmomentti laskettaessa.

Leikkausvoima kohdassa x tuelta

$$V(x) := \frac{1}{2} \cdot (g + \Phi \cdot q) \cdot (L - x)$$

Tarkasteltava kohta leikkausvoimalle on 460 mm tuelta

$$V_{\text{tot}} := V(460\text{mm}) \quad V_{\text{tot}} = 188.738 \cdot \text{kN}$$

Käsinlaskettu arvo on lähellä FEM-laskennan arvoa. Liikennekuorman poikittaisen jakautumisen on käsinlaskussa oletettu tapahtuvan reunapalkkien väliselle laatan alueelle.

MENETTELYTAPA 1

Tässä menettelytavassa suoritetaan yksinkertaiset tarkastukset betonipoikkileikkauksella. Kyseiset tarkastukset ovat Sustainable Bridges projektin mukaan seuraavat:

Taivutusmomentille

$$\eta < \frac{M_{\max}}{0.5 \cdot M_{\text{ult}}} \quad , \text{ jossa } M_{\max} \text{ on suurin taivutusmomentti ja } M_{\text{ult}} \text{ on poikki- leikkauksen taivutuskestävyys}$$

Leikkausvoimalle

$$\eta < \frac{V_{\max}}{0.4 \cdot V_{\text{ult}}} \quad , \text{ jossa } V_{\max} \text{ on suurin leikkausvoima ja } V_{\text{ult}} \text{ on poikki- leikkauksen leikkauskestävyys.}$$

Poikkileikkauksen taivutus- ja leikkauskestävyys lasketaan Response-2000 ohjelmalla, joka ottaa huomioon materiaalien epälineaariset ominaisuudet ja betonin vetojäykistysvaikutuksen. Tämän takia tällä menettelytavalla materiaaliominaisuudet eivät ole aivan samat kuin muilla. Materiaaliominaisuuksiin sovelletaan osavarmuuslukuja. Ohjelmasta saadut kuvaajat ovat seuraavilla sivuilla.

Materiaaliominaisuudet

Betonin ominaisuudet

Betonin osavarmuusluku

$$\gamma_c = 1.41 \quad \frac{1}{\gamma_c} = 0.709$$

Keskimääräinen kimmokerroin

$$E_{\text{cm}} = 29857.193 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Keskimääräinen puristuslujuus

$$f_{\text{cm}} := f_{\text{ck}} + 8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{cm}} = 27.675 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Keskimääräinen vetolujuus

$$f_{\text{ctm}} := 0.3 \cdot \left(f_{\text{ck}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{\text{ctm}} = 2.186 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vetolujuuden ominaisarvo

$$f_{\text{ctk}} := 0.7 \cdot f_{\text{ctm}} \quad f_{\text{ctk}} = 1.53 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Venymä maksimijännityksen kohdalla

$$\epsilon_{c1} := \min \left[0.7 \cdot \left(f_{\text{cm}} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \right)^{0.31} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}}, 2.8 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}} \right] \quad \epsilon_{c1} = 1.959 \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Murtopuristuma

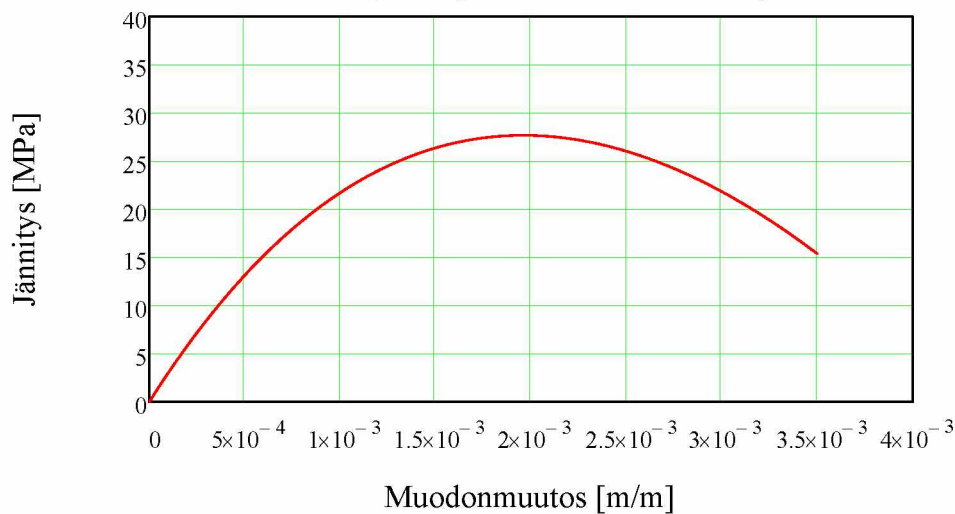
$$\epsilon_{\text{cu}} := 3.5 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Jännitys-muodonmuutosyhteys (eurokoodin epälineaarinen malli)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad \text{missä} \quad \eta(\varepsilon_c) := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad \text{ja} \quad k := 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$$\Rightarrow \sigma_c(\varepsilon_c) := \begin{cases} 0 & \text{if } \varepsilon_c < 0 \\ \left[f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta(\varepsilon_c) - \eta(\varepsilon_c)^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta(\varepsilon_c)} \right] & \text{if } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases}$$

Betonin jännitys-muodonmuutoskäyrä



Teräksen ominaisuudet

Teräksen osavarmuusluku

$$\gamma_s = 1.18 \quad \frac{1}{\gamma_s} = 0.847$$

Kimmokerroin

$$E_s = 200000 \cdot \text{MPa}$$

Myötölujuus

$$f_{yk} = 400 \cdot \text{MPa}$$

Murtolujuus

$$f_u := 1.08 \cdot f_{yk}$$

$$f_u = 432 \cdot \text{MPa}$$

Murtovenymä

$$\varepsilon_{su} := 50.0 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Alapinnan raudoitus

$$kk := 130 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{1m}{kk} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$A_s = 1957.454 \cdot \text{mm}^2$$

$$\frac{1m}{kk} = 7.692$$

Ei ole aivan tasalukema, joten tarkastetaan poikkileikkaus sekä 7:llä että 8:lla teräksellä.

Jänteen keskikohdan tarkastukset

Tässä on tarkasteltu jänteen keskikohtaa, jolloin leikkausvoiman on oletettu olevan 0.

Poikkileikkauksen maksimikapasiteetti taivutuksessa on (Response-2000)

$$M_{ult.7} := 335.9 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Seitsemällä teräksellä (ensimmäinen kuva seuraavilla sivuilla)}$$

$$M_{ult.8} := 382 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Kahdeksalla teräksellä (toinen kuva seuraavilla sivuilla)}$$

Suurin taivutusmomentti (FEM)

$$M_{fat.max} := M_{max} \quad M_{max} = 212.659 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Tarkastus taivutusmomentille

$$\eta_{M.fat} := \frac{M_{fat.max}}{0.5 \cdot M_{ult.7}} \quad \eta_{M.fat} = 1.266 \quad > 1,0 \implies \text{EI RIITÄ}$$

$$\eta_{M.fat} := \frac{M_{fat.max}}{0.5 \cdot M_{ult.8}} \quad \eta_{M.fat} = 1.113 \quad > 1,0 \implies \text{EI RIITÄ}$$

Tuen läheisyyden tarkastus

Tässä on tarkasteltu poikkileikkausta, jonka etäisyys tuelta on $d=460$ mm. Alareunassa on neljä taivutusterästä lisäksi poikkileikkauksessa on 4 ylöstaivutettua terästä.

Suurin leikkausvoima (FEM)

$$V_{fat.max} := V_{max} \quad V_{max} = 161.268 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Samalla vaikuttava momentti poikkileikkauksessa (FEM)

$$M_V := 88 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Edellisten "suhde", jota käytetään annettaessa kuormia Response-2000 ohjelmaan.

$$\frac{M_V}{V_{fat.max}} = 0.546 \text{ m}$$

Kyseisen poikkileikkauksen maksimikapasiteetti leikkauksessa ja taivutuksessa on (Response-2000)

$$V_{ult} := 378.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad M_{ult.2} := 206.8 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad (\text{kolmas kuva seuraavilla sivuilla})$$

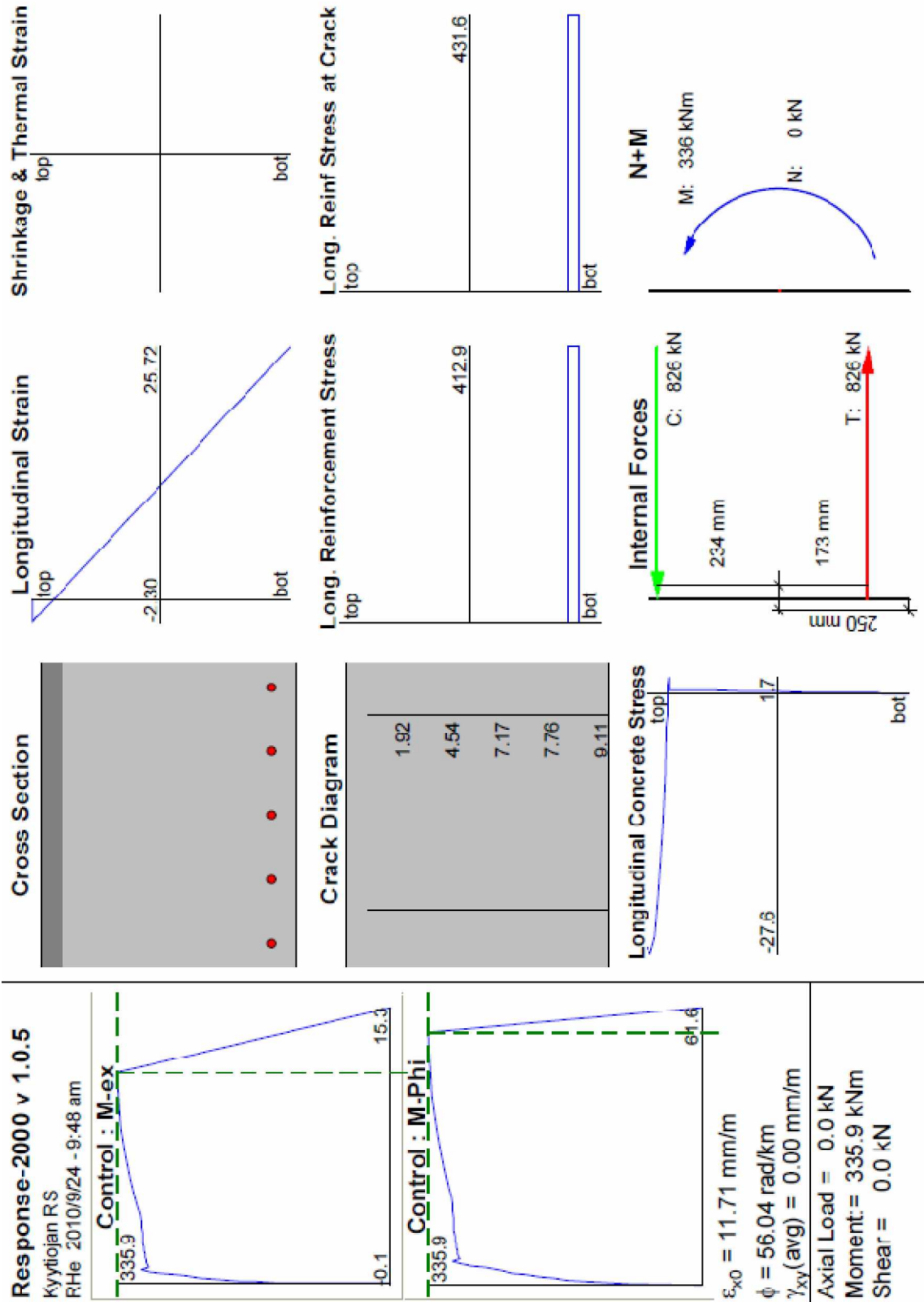
Tarkastus leikkausvoimalle

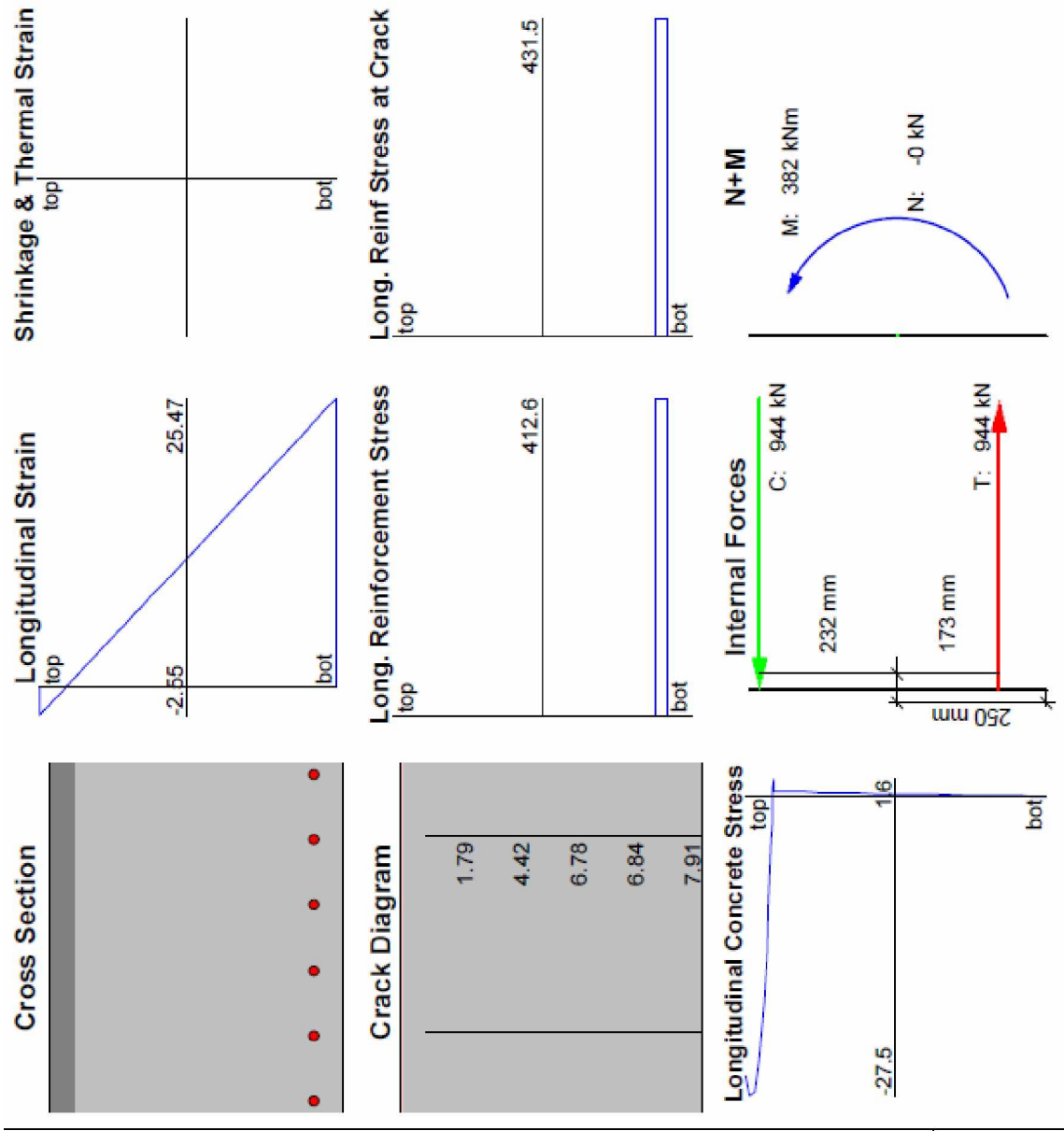
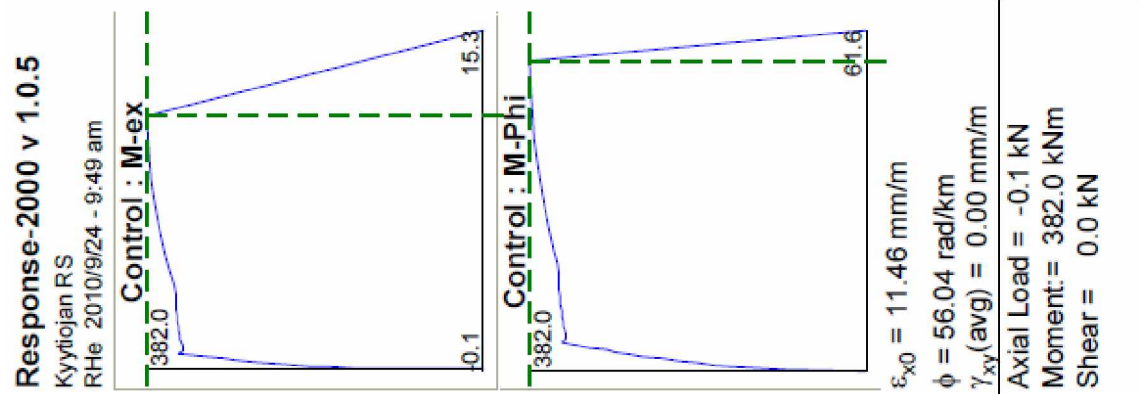
$$\eta_{V.fat} := \frac{V_{fat.max}}{0.4 \cdot V_{ult}} \quad \eta_{V.fat} = 1.065 \quad > 1,0 \implies \text{EI RIITÄ}$$

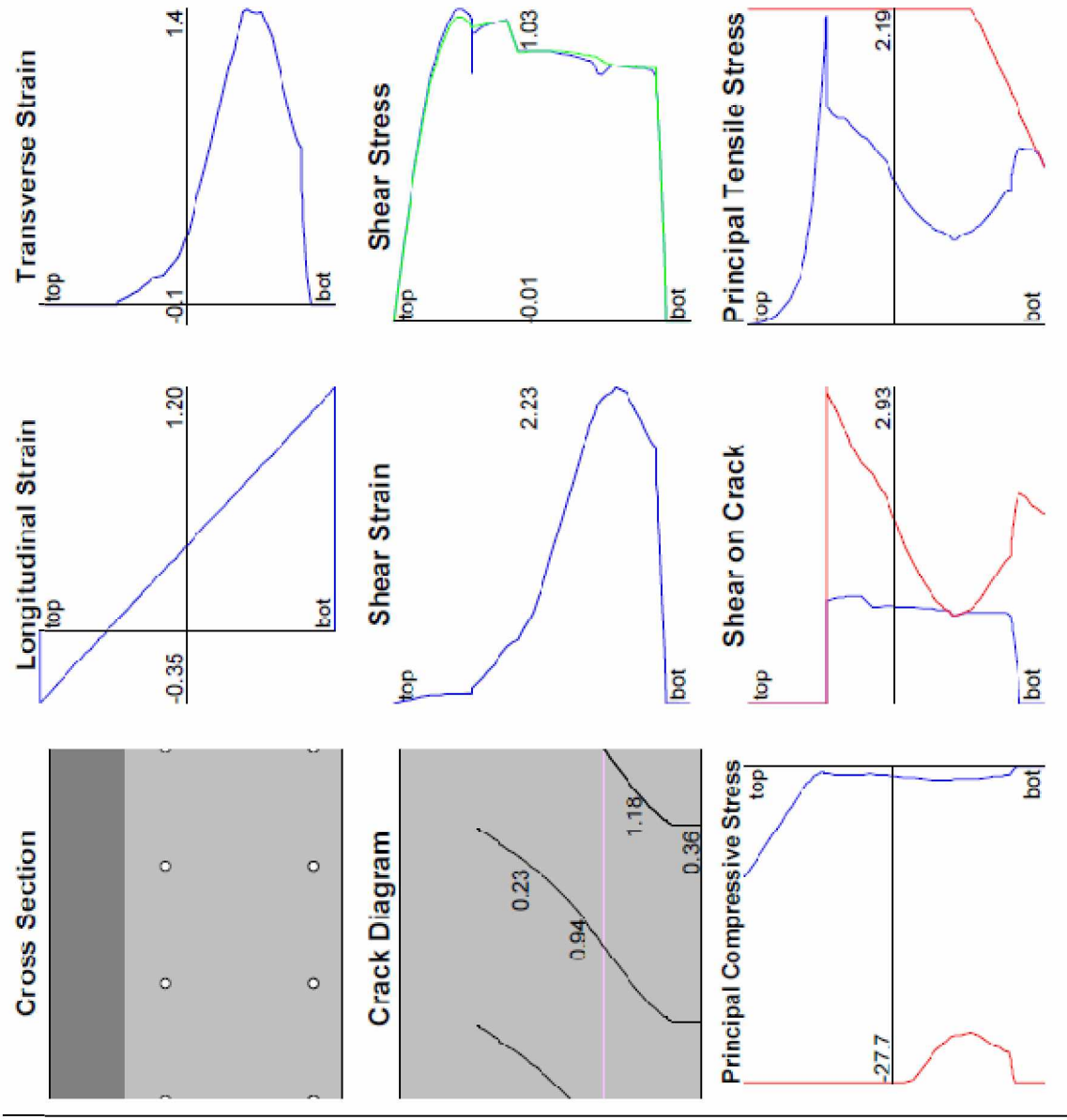
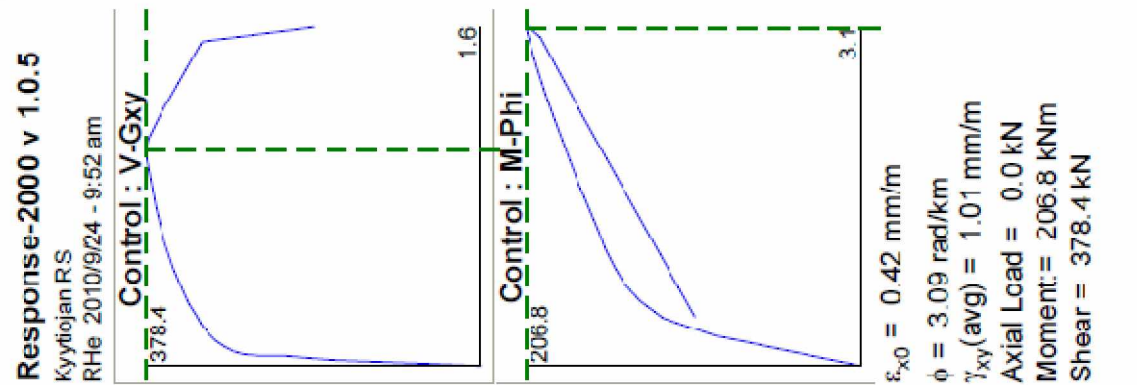
Saman poikkileikkauksen tarkastus taivutukselle, joka vaikuttaa poikkileikkauksessa

$$\eta_{MV.fat} := \frac{M_V}{0.5 \cdot M_{ult.2}} \quad \eta_{MV.fat} = 0.851 \quad < 1,0 \implies \text{OK!}$$

Tämän laskelman perusteella tarvitaan tarkempia tarkasteluja.







MENETTELYTAPA 2

Kuormituksena eurokoodin väsytyshjunat ja tavanomainen liikenteen koostumus. Vauriokertymän laskenta betonille ja teräkselle Palmgren–Minerin mallilla.

Materiaaliominaisuudet ja laskentamalli on esitetty edellä.

Toimintaprosessi:

100 kN:n akselin ylityksen jännityshistoriasta lasketaan, yhdistelemällä akseleita, jännityshistoria jokaiselle tarkasteltavalla junalle erikseen.

Tässä tarkastellaan eurokoodin väsytyshjunia, jotka ovat standardin SFS-EN 1991-2 liitteen D mukaisia, junat on esitetty myös tämän diplomityön liitteessä 1.

Jokaisen junatyypin jännityshistorialle sovelletaan Rainflow-menetelmää yhden junan ylityksen mitoituskertymän luomiseen. Tässä mitoituskertymä on luotu ensin betonille.

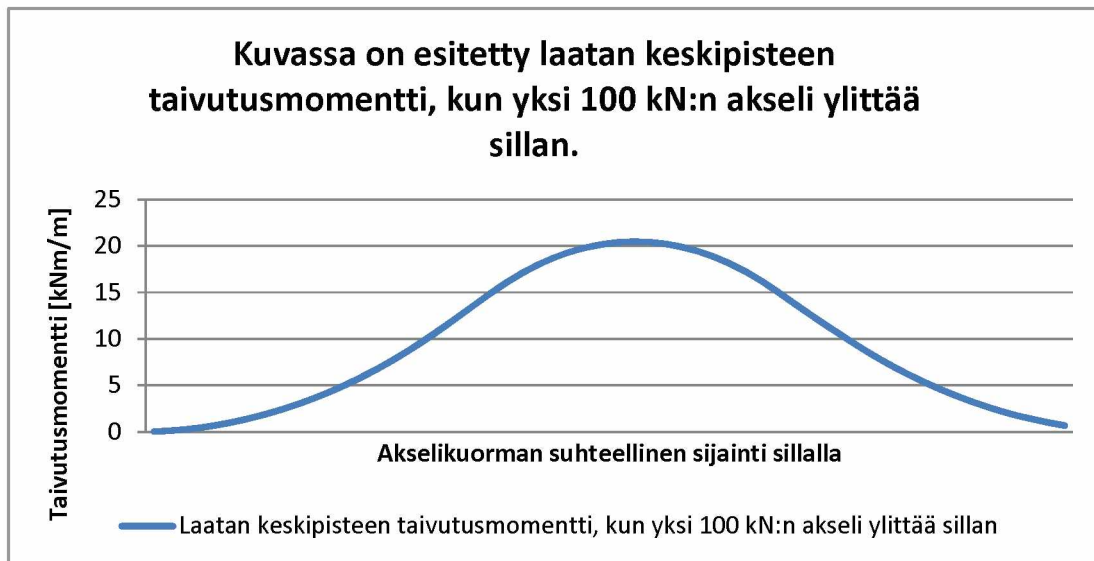
Yksittäisten junien ylitysten mitoituskertymästä lasketaan annetun liikenteen koostumuksen perusteella yhden vuorokauden mitoituskertymä. Tässä liikenteen koostumus on standardin SFS-EN 1991-2 liitteen D tavanomaisen liikenteen mukainen, liikenteen koostumus on esitetty myös tämän diplomityön liitteessä 1.

Yhden vuorokauden mitoituskertymään sovelletaan eurokoodissa esitettyjä väsymiskestävyyden laskentaan tarvittavia kaavoja, jotta voidaan laskea vauriosumma yhden vuorokauden ajalle.

Tästä vauriosummasta lasketaan yhden vuoden vauriosumma, 100 vuoden vauriosumma ja käyttöikä.

Betonin tarkastelun jälkeen tarkastelu suoritetaan teräkselle. S–N-käyrinä on käytetty standardien SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N S–N-käyrää ja standardin SFS 1268 mukaista S–N-käyrää.

Lasketut asiat ovat samat kuin betonille eli vauriosumma yhden vuorokauden ajalle, yhden vuoden vauriosumma, 100 vuoden vauriosumma ja käyttöikä.



Poikkileikkauksen jännitysten laskenta

Lasketaan kuvassa esitetystä taivutusmomentin käyrästä sitä vastaavat jännitykset betonissa ja teräksessä. Lisäksi lasketaan oman painon aiheuttamat jännitykset.

Lähtötiedot poikkileikkauksen jännitysten laskentaan

Poikkileikkaus

Korkeus [mm]	500
Leveys [mm]	1000

Kimmokertoimet

Betonin kimmokerroin [MPa]	29857
Teräksen kimmokerroin [MPa]	200000
Kimmokerroinsuhde	6,699

Raudoitus

Tankojen halkaisija [mm]	18
Tangon pinta-ala [mm ²]	254,47
Tankojen jako	130
Teräspinta-ala yhteensä [mm ² /m]	1957,45
Suojabetonipaksuus [mm]	25

Tehollinen korkeus [mm]	451
Raudoitussuhde [%]	0,434 %
Puristetun pinnan korkeus	96,43
Suhteellinen korkeus	0,2138

Omien painojen aiheuttamat jännitykset

Jännitykset

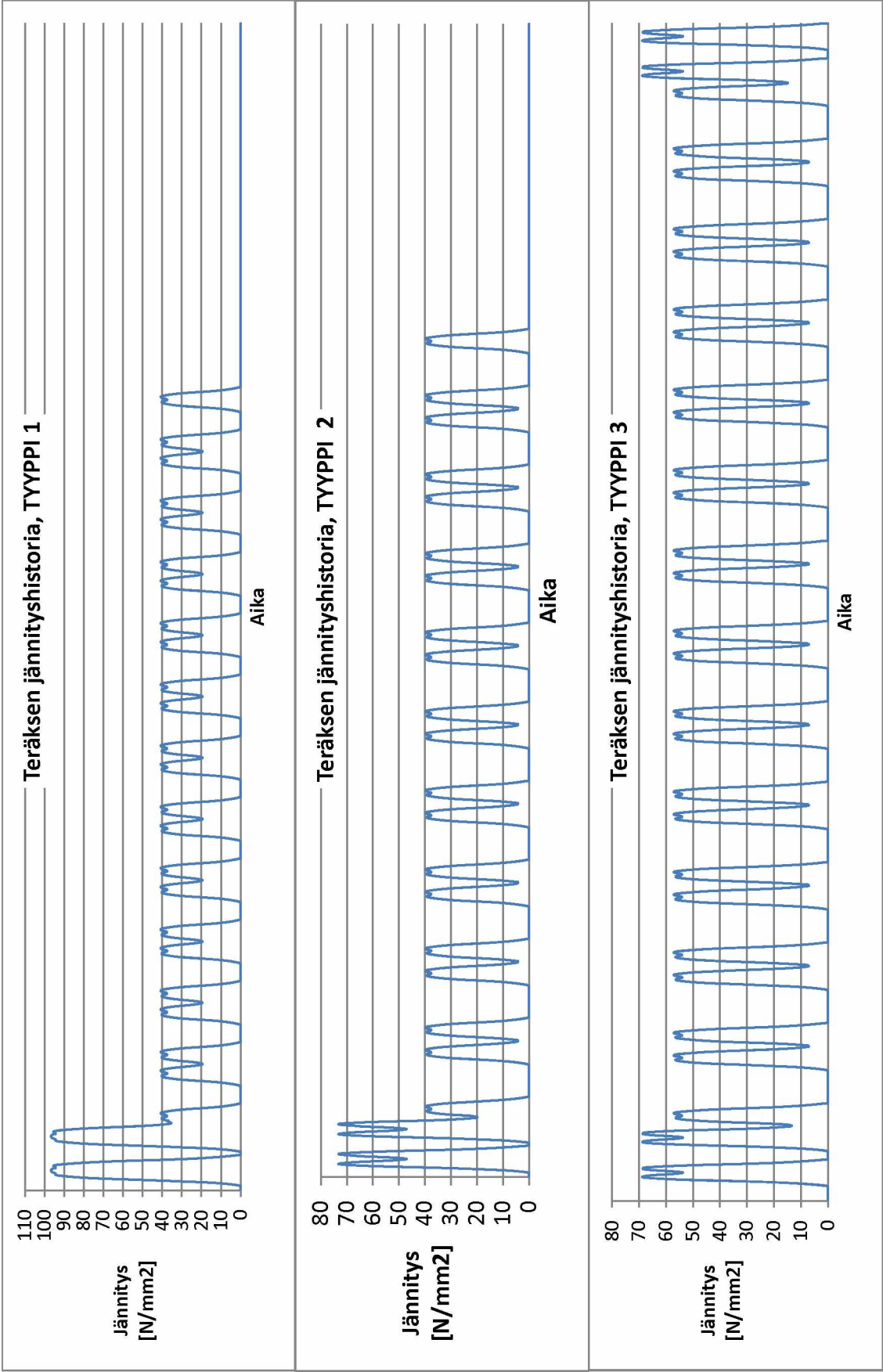
Momentti omasta painosta [Nm]	Betoni [N/mm ²]	Teräs [N/mm ²]
-75582	3,743	92,185

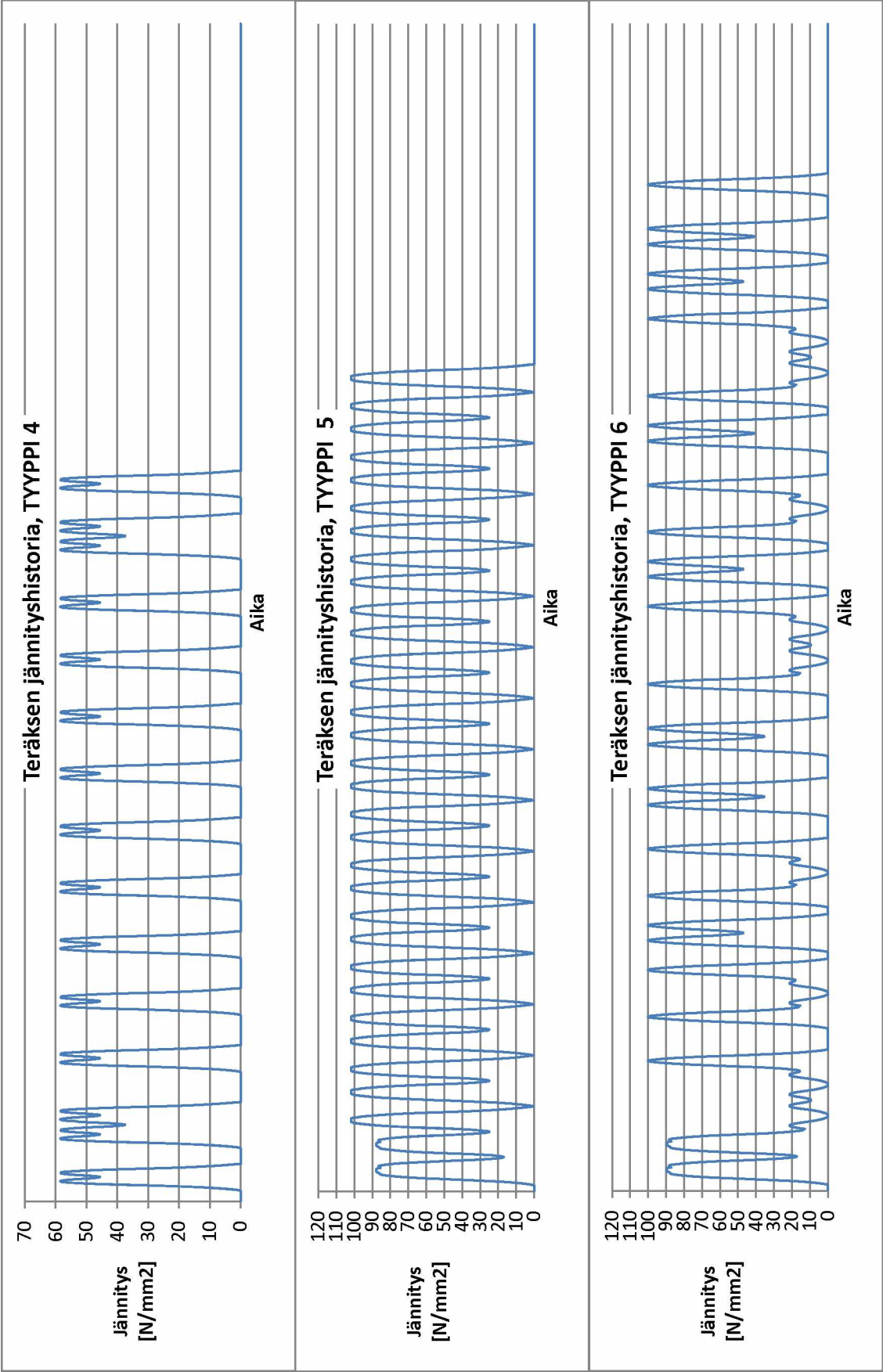
**Poikkileikkauksen taivutusmomentti (edellisen sivun kuva) ja
siitä lasketut betonin ja teräksen jännitykset.**

Taivutusmomentti	Jännitykset	
	Betoni	Teräs
[Nm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-20	0,001	0,025
-125	0,006	0,153
-271	0,013	0,330
-481	0,024	0,587
-752	0,037	0,917
-1069	0,053	1,303
-1467	0,073	1,789
-1892	0,094	2,308
-2420	0,120	2,952
-2972	0,147	3,625
-3618	0,179	4,413
-4306	0,213	5,252
-5072	0,251	6,186
-5902	0,292	7,199
-6795	0,336	8,287
-7776	0,385	9,484
-8804	0,436	10,738
-9948	0,493	12,133
-11124	0,551	13,568
-12329	0,610	15,037
-13566	0,672	16,545
-14816	0,734	18,070
-16000	0,792	19,515
-17045	0,844	20,789
-17942	0,888	21,884
-18700	0,926	22,808
-19320	0,957	23,565
-19806	0,981	24,156
-20159	0,998	24,587
-20378	1,009	24,854
-20457	1,013	24,951
-20403	1,010	24,885
-20215	1,001	24,656
-19895	0,985	24,265
-19442	0,963	23,713
-18854	0,934	22,996
-18128	0,898	22,111
-17263	0,855	21,055
-16249	0,805	19,819
-15097	0,748	18,413
-13886	0,688	16,937

Liite 4 (32/134)

-12697	0,629	15,486
-11541	0,571	14,076
-10412	0,516	12,700
-9307	0,461	11,352
-8241	0,408	10,052
-7273	0,360	8,871
-6358	0,315	7,754
-5516	0,273	6,727
-4741	0,235	5,782
-4017	0,199	4,899
-3375	0,167	4,117
-2763	0,137	3,370
-2249	0,111	2,744
-1758	0,087	2,144
-1355	0,067	1,652
-986	0,049	1,203
-685	0,034	0,836
-437	0,022	0,534





**Edellisten sivujen jännityshistorioista on muodostettu Rainflow-menetelmällä mitoituskertymät yksittäisten junien ylityksille.
(taulukoissa betonin mitoituskertymä)**

$\Delta\sigma$ on jännitysvaihteluväli, σ_{mean} on keskiarvo ja n on lukumäärä

Tyyppi 1

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,002	3,836	2
0,007	3,833	2
0,023	1,504	1
0,045	3,853	2
0,114	1,580	24
0,215	1,546	1
0,861	1,223	11
1,653	0,827	12
3,927	1,964	2

Tyyppi 2

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,011	0,178	9
0,014	0,883	1
0,070	1,563	20
0,806	1,212	1
1,062	2,443	2
1,443	0,893	9
1,615	0,807	10
2,975	1,487	2

Tyyppi 3

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,008	0,607	1
0,014	0,310	12
0,041	2,764	4
0,100	2,244	26
0,609	2,485	4
1,717	1,461	1
1,776	1,431	1
2,031	1,304	12
2,319	1,160	12
2,794	1,397	4

Tyyppi 4

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,035	2,350	15
0,518	2,112	15
0,853	1,948	2
2,375	1,188	13

Tyyppi 5

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,001	4,133	30
0,001	3,491	4
0,003	4,132	30
0,004	4,132	30
0,005	4,131	30
0,046	3,493	2
2,553	2,293	1
2,880	2,130	1
3,117	2,575	14
4,117	2,075	15
4,134	2,067	1

Tyyppi 6

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,001	3,562	4
0,009	0,559	1
0,012	0,763	3
0,012	0,660	2
0,047	3,565	2
0,133	0,798	3
0,144	0,792	3
0,232	0,749	3
0,238	0,745	2
0,344	0,693	1
0,482	0,623	3
0,865	0,432	3
2,152	2,987	3
2,398	2,864	2
2,625	2,751	2
2,939	2,173	1
3,643	1,821	1
4,063	2,032	19

Tyyppi 7

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,006	3,474	4
0,053	3,485	2
1,336	2,891	1
2,199	3,052	9
3,559	1,780	1
4,151	2,076	11

Tyyppi 8

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,006	3,400	4
0,052	3,412	2
1,228	2,165	1
1,917	1,821	19
2,714	1,422	20
3,484	1,742	2

Edellisen sivun yksittäisten junien ylityksistä yhdistellään liikenteen koostumustietojen perusteella yhden päivän mitoituskertymä

Liikenteen koostumus (SFS-EN 1991-2 liite D, tavanomainen liikenne)

Tyyppi Junien määrä/vrk

1	12
2	12
3	5
4	5
5	7
6	12
7	8
8	6

Tyyppi 1

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,00	3,84	24
0,01	3,83	24
0,02	1,50	12
0,05	3,85	24
0,11	1,58	288
0,21	1,55	12
0,86	1,22	132
1,65	0,83	144
3,93	1,96	24

Tyyppi 2

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,01	0,18	108
0,01	0,88	1
0,07	1,56	20
0,81	1,21	1
1,06	2,44	2
1,44	0,89	9
1,61	0,81	10
2,97	1,49	2

Tyyppi 3

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,008	0,607	5
0,014	0,310	60
0,041	2,764	20
0,100	2,244	130
0,609	2,485	20
1,717	1,461	5
1,776	1,431	5
2,031	1,304	60
2,319	1,160	60
2,794	1,397	20

Tyyppi 4

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,035	2,350	75
0,518	2,112	75
0,853	1,948	10
2,375	1,188	65

Tyyppi 5

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,001	4,133	210
0,001	3,491	28
0,003	4,132	210
0,004	4,132	210
0,005	4,131	210
0,046	3,493	14
2,553	2,293	7
2,880	2,130	7
3,117	2,575	98
4,117	2,075	105
4,134	2,067	7

Tyyppi 6

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,001	3,562	48
0,009	0,559	12
0,012	0,763	36
0,012	0,660	24
0,047	3,565	24
0,133	0,798	36
0,144	0,792	36
0,232	0,749	36
0,238	0,745	24
0,344	0,693	12
0,482	0,623	36
0,865	0,432	36
2,152	2,987	36
2,398	2,864	24
2,625	2,751	24
2,939	2,173	12
3,643	1,821	12
4,063	2,032	228

Tyyppi 7

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,006	3,474	32
0,053	3,485	16
1,336	2,891	8
2,199	3,052	72
3,559	1,780	8
4,151	2,076	88

Tyyppi 8

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,006	3,400	24
0,052	3,412	12
1,228	2,165	6
1,917	1,821	114
2,714	1,422	120
3,484	1,742	12

Lasketaan betonin vauriosumma yhden päivän mitoituskertymän perusteellaOman painon aiheuttama jännitys [N/mm²]: σ_g 3,74Väsymislujuus [N/mm²]: $f_{cd,fat}$ 9,29Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$ Keskimääräinen jännitys: $\sigma_{mean} = \sigma_{mean}$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Pienin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,min} = \sigma_g + \sigma_{mean} - 0,5 \cdot \Delta\sigma$ Suurin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,max} = \sigma_g + \sigma_{mean} + 0,5 \cdot \Delta\sigma$ Puristusjännitysvaihtelun minimitaso: $E_{cd,min} = \sigma_{cd,min} / f_{cd,fat}$ Puristusjännitysvaihtelun maksimitaso: $E_{cd,max} = \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat}$ Jännityssuhde: $R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$ Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = 10^{\{14 \cdot [(1 - E_{cd,max}) / (\sqrt{1 - R})]\}}$ Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n	$\sigma_{cd,min}$	$\sigma_{cd,max}$	$E_{cd,min}$	$E_{cd,max}$	R	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,00	4,13	210	7,88	7,88	0,85	0,85	1,00	2,49E+255	8,43E-254	8,43E-254
0,00	3,49	28	7,23	7,23	0,78	0,78	1,00	4,07E+287	6,88E-287	8,43E-254
0,00	3,56	48	7,30	7,30	0,79	0,79	1,00	1,70E+276	2,83E-275	8,43E-254
0,00	3,84	24	7,58	7,58	0,82	0,82	1,00	4,53E+148	5,30E-148	5,30E-148
0,00	4,13	210	7,87	7,88	0,85	0,85	1,00	1,16E+116	1,82E-114	1,82E-114
0,00	4,13	210	7,87	7,88	0,85	0,85	1,00	8,07E+96	2,60E-95	2,60E-95
0,01	4,13	210	7,87	7,88	0,85	0,85	1,00	3,86E+80	5,44E-79	5,44E-79
0,01	3,40	24	7,14	7,15	0,77	0,77	1,00	7,70E+112	3,12E-112	5,44E-79
0,01	3,47	32	7,21	7,22	0,78	0,78	1,00	2,55E+108	1,25E-107	5,44E-79
0,01	3,83	24	7,57	7,58	0,82	0,82	1,00	2,23E+87	1,08E-86	5,44E-79
0,01	0,61	5	4,35	4,35	0,47	0,47	1,00	2,91E+168	1,72E-168	5,44E-79
0,01	0,56	12	4,30	4,31	0,46	0,46	1,00	4,14E+165	2,90E-165	5,44E-79
0,01	0,18	108	3,91	3,93	0,42	0,42	1,00	1,13E+153	9,53E-152	5,44E-79
0,01	0,76	36	4,50	4,51	0,48	0,49	1,00	6,24E+139	5,77E-139	5,44E-79
0,01	0,66	24	4,40	4,41	0,47	0,47	1,00	3,98E+139	6,03E-139	5,44E-79
0,01	0,31	60	4,05	4,06	0,44	0,44	1,00	1,30E+136	4,62E-135	5,44E-79
0,01	0,88	1	4,62	4,63	0,50	0,50	1,00	3,44E+127	2,90E-128	5,44E-79
0,02	1,50	12	5,23	5,26	0,56	0,57	1,00	1,80E+92	6,66E-92	5,44E-79
0,03	2,35	75	6,08	6,11	0,65	0,66	0,99	5,54E+63	1,35E-62	1,35E-62
0,04	2,76	20	6,49	6,53	0,70	0,70	0,99	5,78E+52	3,46E-52	3,46E-52
0,05	3,85	24	7,57	7,62	0,82	0,82	0,99	3,97E+32	6,04E-32	6,04E-32
0,05	3,49	14	7,21	7,26	0,78	0,78	0,99	2,70E+38	5,19E-38	6,04E-32
0,05	3,56	24	7,28	7,33	0,78	0,79	0,99	7,67E+36	3,13E-36	6,04E-32
0,05	3,41	12	7,13	7,18	0,77	0,77	0,99	1,80E+37	6,66E-37	6,04E-32
0,05	3,49	16	7,20	7,25	0,78	0,78	0,99	5,55E+35	2,88E-35	6,05E-32
0,07	1,56	20	5,27	5,34	0,57	0,57	0,99	1,01E+52	1,98E-51	6,05E-32
0,10	2,24	130	5,94	6,04	0,64	0,65	0,98	9,92E+37	1,31E-36	6,05E-32
0,11	1,58	288	5,27	5,38	0,57	0,58	0,98	3,56E+40	8,09E-39	6,05E-32
0,13	0,80	36	4,47	4,61	0,48	0,50	0,97	3,96E+41	9,08E-41	6,05E-32
0,14	0,79	36	4,46	4,61	0,48	0,50	0,97	7,59E+39	4,75E-39	6,05E-32
0,21	1,55	12	5,18	5,40	0,56	0,58	0,96	2,61E+29	4,59E-29	4,60E-29

Liite 4 (40/134)

0,23	0,75	36	4,38	4,61	0,47	0,50	0,95	2,92E+31	1,23E-30	4,72E-29
0,24	0,75	24	4,37	4,61	0,47	0,50	0,95	1,04E+31	2,32E-30	4,95E-29
0,34	0,69	12	4,26	4,61	0,46	0,50	0,93	6,90E+25	1,74E-25	1,74E-25
0,48	0,62	36	4,12	4,61	0,44	0,50	0,90	6,44E+21	5,59E-21	5,59E-21
0,52	2,11	75	5,60	6,11	0,60	0,66	0,92	2,79E+16	2,69E-15	2,69E-15
0,61	2,48	20	5,92	6,53	0,64	0,70	0,91	4,04E+13	4,95E-13	4,97E-13
0,81	1,21	1	4,55	5,36	0,49	0,58	0,85	1,87E+15	5,36E-16	4,98E-13
0,85	1,95	10	5,26	6,12	0,57	0,66	0,86	6,23E+12	1,60E-12	2,10E-12
0,86	1,22	132	4,54	5,40	0,49	0,58	0,84	4,90E+14	2,69E-13	2,37E-12
0,86	0,43	36	3,74	4,61	0,40	0,50	0,81	1,94E+16	1,86E-15	2,37E-12
1,06	2,44	2	5,66	6,72	0,61	0,72	0,84	5,57E+09	3,59E-10	3,62E-10
1,23	2,17	6	5,29	6,52	0,57	0,70	0,81	4,08E+09	1,47E-09	1,83E-09
1,34	2,89	8	5,97	7,30	0,64	0,79	0,82	1,00E+07	8,00E-07	8,02E-07
1,44	0,89	9	3,91	5,36	0,42	0,58	0,73	2,61E+11	3,45E-11	8,02E-07
1,61	0,81	10	3,74	5,36	0,40	0,58	0,70	6,19E+10	1,62E-10	8,02E-07
1,65	0,83	144	3,74	5,40	0,40	0,58	0,69	3,97E+10	3,63E-09	8,06E-07
1,72	1,46	5	4,34	6,06	0,47	0,65	0,72	1,37E+09	3,64E-09	8,10E-07
1,78	1,43	5	4,29	6,06	0,46	0,65	0,71	9,62E+08	5,20E-09	8,15E-07
1,92	1,82	114	4,60	6,52	0,50	0,70	0,71	4,92E+07	2,32E-06	3,13E-06
2,03	1,30	60	4,03	6,06	0,43	0,65	0,66	2,52E+08	2,38E-07	3,37E-06
2,15	2,99	36	5,65	7,81	0,61	0,84	0,72	1,80E+04	2,00E-03	2,01E-03
2,20	3,05	72	5,69	7,89	0,61	0,85	0,72	9,60E+03	7,50E-03	9,50E-03
2,32	1,16	60	3,74	6,06	0,40	0,65	0,62	7,28E+07	8,24E-07	9,51E-03
2,38	1,19	65	3,74	6,12	0,40	0,66	0,61	4,67E+07	1,39E-06	9,51E-03
2,40	2,86	24	5,41	7,81	0,58	0,84	0,69	1,07E+04	2,23E-03	1,17E-02
2,55	2,29	7	4,76	7,31	0,51	0,79	0,65	1,09E+05	6,39E-05	1,18E-02
2,63	2,75	24	5,18	7,81	0,56	0,84	0,66	7,12E+03	3,37E-03	1,52E-02
2,71	1,42	120	3,81	6,52	0,41	0,70	0,58	2,92E+06	4,12E-05	1,52E-02
2,79	1,40	20	3,74	6,54	0,40	0,70	0,57	2,20E+06	9,08E-06	1,52E-02
2,88	2,13	7	4,43	7,31	0,48	0,79	0,61	5,56E+04	1,26E-04	1,54E-02
2,94	2,17	12	4,45	7,39	0,48	0,80	0,60	3,53E+04	3,40E-04	1,57E-02
2,97	1,49	2	3,74	6,72	0,40	0,72	0,56	6,66E+05	3,00E-06	1,57E-02
3,12	2,58	98	4,76	7,88	0,51	0,85	0,60	2,41E+03	4,07E-02	5,63E-02
3,48	1,74	12	3,74	7,23	0,40	0,78	0,52	2,99E+04	4,01E-04	5,67E-02
3,56	1,78	8	3,74	7,30	0,40	0,79	0,51	1,95E+04	4,11E-04	5,72E-02
3,64	1,82	12	3,74	7,39	0,40	0,80	0,51	1,21E+04	9,88E-04	5,81E-02
3,93	1,96	24	3,74	7,67	0,40	0,83	0,49	2,56E+03	9,36E-03	6,75E-02
4,06	2,03	228	3,74	7,81	0,40	0,84	0,48	1,25E+03	1,83E-01	2,50E-01
4,12	2,08	105	3,76	7,88	0,40	0,85	0,48	8,77E+02	1,20E-01	3,70E-01
4,13	2,07	7	3,74	7,88	0,40	0,85	0,48	8,65E+02	8,09E-03	3,78E-01
4,15	2,08	88	3,74	7,89	0,40	0,85	0,47	7,91E+02	0,111198	4,89E-01

Vauriosumma yhdessä vuorokaudessa on	0,49
Vauriosumma yhdessä vuodessa on	178,51
Vauriosumma 100 vuodessa on	17850,85
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	0,00560 vuotta

Lasketaan terästen vauriosumma yhden päivän mitoituskertymän perusteella

Betonin mitoituskertymästä voidaan laskea myös teräksen mitoituskertymä kaavalla $\sigma_s = (\sigma_c/2) \cdot (k_x/\rho)$,

missä	σ_s	teräksen jännitys
	σ_c	betonin jännitys
	k_x	on 0,214 (puristuspinnan suhteellinen korkeus)
	ρ	on 0,434 % (raudoitusuhde)

S-N-käyrä: SFS-EN 1992-1-1, taulukko 6.3N

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	5
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	9
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	162,5
Vakio C_1	1,1331E+17
Vakio C_2	7,90097E+25

Seuraavassa taulukossa olevat arvot

Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C \cdot \Delta\sigma^{-k}$

Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,01	210	5,38E+42	3,90E-41	3,90E-41
0,02	28	1,15E+41	2,43E-40	2,82E-40
0,02	48	9,61E+40	4,99E-40	7,81E-40
0,06	24	1,45E+37	1,66E-36	1,66E-36
0,07	210	3,68E+36	5,70E-35	5,87E-35
0,09	210	1,43E+35	1,46E-33	1,52E-33
0,14	210	5,21E+33	4,03E-32	4,18E-32
0,14	24	2,97E+33	8,09E-33	4,99E-32
0,15	32	2,45E+33	1,31E-32	6,30E-32
0,16	24	1,01E+33	2,38E-32	8,68E-32
0,21	5	1,04E+32	4,82E-32	1,35E-31
0,22	12	7,08E+31	1,69E-31	3,04E-31
0,27	108	1,05E+31	1,03E-29	1,06E-29
0,29	36	4,71E+30	7,65E-30	1,83E-29
0,30	24	3,85E+30	6,24E-30	2,45E-29
0,34	60	1,48E+30	4,06E-29	6,51E-29
0,35	1	1,13E+30	8,86E-31	6,60E-29
0,56	12	1,42E+28	8,44E-28	9,10E-28
0,85	75	3,41E+26	2,20E-25	2,21E-25

Liite 4 (42/134)

1,00	20	7,89E+25	2,54E-25	4,75E-25
1,12	24	2,87E+25	8,35E-25	1,31E-24
1,13	14	2,58E+25	5,43E-25	1,85E-24
1,16	24	2,15E+25	1,12E-24	2,97E-24
1,29	12	8,20E+24	1,46E-24	4,43E-24
1,31	16	6,77E+24	2,36E-24	6,80E-24
1,72	20	5,92E+23	3,38E-23	4,06E-23
2,47	130	2,28E+22	5,70E-21	5,75E-21
2,80	288	7,54E+21	3,82E-20	4,39E-20
3,26	36	1,88E+21	1,92E-20	6,31E-20
3,55	36	8,78E+20	4,10E-20	1,04E-19
5,29	12	2,45E+19	4,90E-19	5,94E-19
5,71	36	1,23E+19	2,92E-18	3,51E-18
5,87	24	9,51E+18	2,52E-18	6,04E-18
8,46	12	3,55E+17	3,38E-17	3,98E-17
11,88	36	1,68E+16	2,14E-15	2,18E-15
12,75	75	8,88E+15	8,45E-15	1,06E-14
15,00	20	2,06E+15	9,73E-15	2,04E-14
19,86	1	1,64E+14	6,09E-15	2,65E-14
21,02	10	9,86E+13	1,01E-13	1,28E-13
21,20	132	9,14E+13	1,44E-12	1,57E-12
21,30	36	8,77E+13	4,10E-13	1,98E-12
26,16	2	1,38E+13	1,45E-13	2,13E-12
30,24	6	3,73E+12	1,61E-12	3,74E-12
32,91	8	1,74E+12	4,59E-12	8,32E-12
35,54	9	8,74E+11	1,03E-11	1,86E-11
39,78	10	3,17E+11	3,15E-11	5,02E-11
40,72	144	2,57E+11	5,61E-10	6,12E-10
42,29	5	1,83E+11	2,74E-11	6,39E-10
43,76	5	1,34E+11	3,72E-11	6,76E-10
47,21	114	6,78E+10	1,68E-09	2,36E-09
50,03	60	4,02E+10	1,49E-09	3,85E-09
53,02	36	2,39E+10	1,51E-09	5,36E-09
54,16	72	1,97E+10	3,65E-09	9,01E-09
57,12	60	1,22E+10	4,92E-09	1,39E-08
58,50	65	9,84E+09	6,61E-09	2,05E-08
59,06	24	9,03E+09	2,66E-09	2,32E-08
62,89	7	5,13E+09	1,36E-09	2,46E-08
64,66	24	4,00E+09	6,00E-09	3,06E-08
66,84	120	2,97E+09	4,04E-08	7,10E-08
68,83	20	2,28E+09	8,77E-09	7,98E-08
70,94	7	1,74E+09	4,03E-09	8,38E-08
72,38	12	1,45E+09	8,28E-09	9,21E-08
73,27	2	1,30E+09	1,54E-09	9,36E-08
76,79	98	8,51E+08	1,15E-07	2,09E-07
85,81	12	3,13E+08	3,83E-08	2,47E-07
87,66	8	2,58E+08	3,10E-08	2,78E-07

89,72	12	2,10E+08	5,72E-08	3,35E-07
96,73	24	1,07E+08	2,25E-07	5,60E-07
100,09	228	7,84E+07	2,91E-06	3,47E-06
101,41	105	6,96E+07	1,51E-06	4,98E-06
101,82	7	6,71E+07	1,04E-07	5,08E-06
102,25	88	6,47E+07	1,36E-06	6,44E-06

Vauriosumma yhdessä vuorokaudessa on	6,44E-06
Vauriosumma yhdessä vuodessa on	0,00235
Vauriosumma 100 vuodessa on	0,235
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	425,35 vuotta

S-N-käyrä: SFS 1268

Jännityseksponentti k_1 , kun $N^* < 10^6$	4,375
Jännityseksponentti k_2 , kun $N^* > 10^6$	25
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	200,00
Vakio C_1	1,16683E+16
Vakio C_2	3,35544E+63

Seuraavassa taulukossa olevat arvotJännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$ Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^{-k}$ Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,01	210	1,93E+110	1,09E-108	1,09E-108
0,02	28	4,45E+105	6,30E-105	6,30E-105
0,02	48	2,69E+105	1,79E-104	2,42E-104
0,06	24	6,47E+94	3,71E-94	3,71E-94
0,07	210	1,45E+93	1,45E-91	1,46E-91
0,09	210	1,76E+89	1,19E-87	1,19E-87
0,14	210	1,76E+85	1,19E-83	1,19E-83
0,14	24	3,68E+84	6,52E-84	1,84E-83
0,15	32	2,16E+84	1,48E-83	3,33E-83
0,16	24	1,84E+83	1,30E-82	1,64E-82
0,21	5	3,32E+80	1,51E-80	1,52E-80
0,22	12	1,15E+80	1,04E-79	1,20E-79
0,27	108	5,69E+77	1,90E-76	1,90E-76
0,29	36	6,16E+76	5,84E-76	7,74E-76
0,30	24	3,52E+76	6,81E-76	1,46E-75
0,34	60	2,47E+75	2,43E-74	2,58E-74
0,35	1	1,17E+75	8,57E-76	2,66E-74
0,56	12	6,17E+69	1,95E-69	1,95E-69
0,85	75	1,94E+65	3,86E-64	3,86E-64
1,00	20	3,34E+63	5,98E-63	6,37E-63
1,12	24	2,02E+62	1,19E-61	1,25E-61
1,13	14	1,49E+62	9,37E-62	2,19E-61
1,16	24	9,03E+61	2,66E-61	4,84E-61
1,29	12	6,21E+60	1,93E-60	2,42E-60
1,31	16	3,64E+60	4,39E-60	6,81E-60
1,72	20	4,20E+57	4,77E-57	4,77E-57
2,47	130	4,93E+53	2,64E-52	2,64E-52
2,80	288	2,28E+52	1,26E-50	1,29E-50
3,26	36	4,78E+50	7,53E-50	8,82E-50
3,55	36	5,80E+49	6,20E-49	7,09E-49
5,29	12	2,80E+45	4,29E-45	4,29E-45
5,71	36	4,15E+44	8,68E-44	9,11E-44
5,87	24	2,02E+44	1,19E-43	2,10E-43

8,46	12	2,18E+40	5,49E-40	5,49E-40
11,88	36	4,55E+36	7,92E-36	7,92E-36
12,75	75	7,74E+35	9,69E-35	1,05E-34
15,00	20	1,33E+34	1,50E-33	1,61E-33
19,86	1	1,19E+31	8,43E-32	8,59E-32
21,02	10	2,88E+30	3,47E-30	3,56E-30
21,20	132	2,33E+30	5,66E-29	6,01E-29
21,30	36	2,08E+30	1,73E-29	7,74E-29
26,16	2	1,21E+28	1,65E-28	2,42E-28
30,24	6	3,23E+26	1,86E-26	1,88E-26
32,91	8	3,91E+25	2,05E-25	2,23E-25
35,54	9	5,73E+24	1,57E-24	1,79E-24
39,78	10	3,43E+23	2,91E-23	3,09E-23
40,72	144	1,90E+23	7,56E-22	7,87E-22
42,29	5	7,40E+22	6,76E-23	8,55E-22
43,76	5	3,16E+22	1,58E-22	1,01E-21
47,21	114	4,73E+21	2,41E-20	2,51E-20
50,03	60	1,11E+21	5,41E-20	7,92E-20
53,02	36	2,60E+20	1,38E-19	2,17E-19
54,16	72	1,53E+20	4,72E-19	6,89E-19
57,12	60	4,03E+19	1,49E-18	2,18E-18
58,50	65	2,22E+19	2,93E-18	5,11E-18
59,06	24	1,75E+19	1,37E-18	6,48E-18
62,89	7	3,63E+18	1,93E-18	8,41E-18
64,66	24	1,82E+18	1,32E-17	2,16E-17
66,84	120	7,94E+17	1,51E-16	1,73E-16
68,83	20	3,82E+17	5,24E-17	2,25E-16
70,94	7	1,79E+17	3,90E-17	2,64E-16
72,38	12	1,08E+17	1,11E-16	3,75E-16
73,27	2	8,00E+16	2,50E-17	4,00E-16
76,79	98	2,48E+16	3,96E-15	4,36E-15
85,81	12	1,54E+15	7,79E-15	1,22E-14
87,66	8	9,02E+14	8,86E-15	2,10E-14
89,72	12	5,05E+14	2,38E-14	4,48E-14
96,73	24	7,70E+13	3,12E-13	3,57E-13
100,09	228	3,28E+13	6,94E-12	7,30E-12
101,41	105	2,36E+13	4,44E-12	1,17E-11
101,82	7	2,14E+13	3,28E-13	1,21E-11
102,25	88	1,92E+13	4,57E-12	1,66E-11

Vauriosumma yhdessä vuorokaudessa on

1,66E-11

Vauriosumma yhdessä vuodessa on

6,07E-09

Vauriosumma 100 vuodessa on

6,07E-07

Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)

1,65E+08 vuotta

MENETTELYTAPA 3

Kuormina suomalaiset mitoitusjunat ja raskaan liikenteen verkko. Vauriokertymän laskenta betonille ja teräkselle Palmgren–Minerin mallilla.

Materiaaliominaisuudet ja laskentamalli on esitetty edellä.

Toimintaprosessi:

100 kN:n akselin ylityksen jännityshistoriasta lasketaan, yhdistelemällä akseleita, jännityshistoria jokaiselle tarkasteltavalla junalle erikseen.

Tässä tarkastellaan suomalaisia mitoitusjunia, jotka on esitetty tämän diplomityön liitteessä 2.

Jokaisen junatyypin jännityshistorialle sovelletaan Rainflow-menetelmää yhden junan ylityksen mitoituskertymän luomiseen. Tässä mitoituskertymä on luotu ensin betonille.

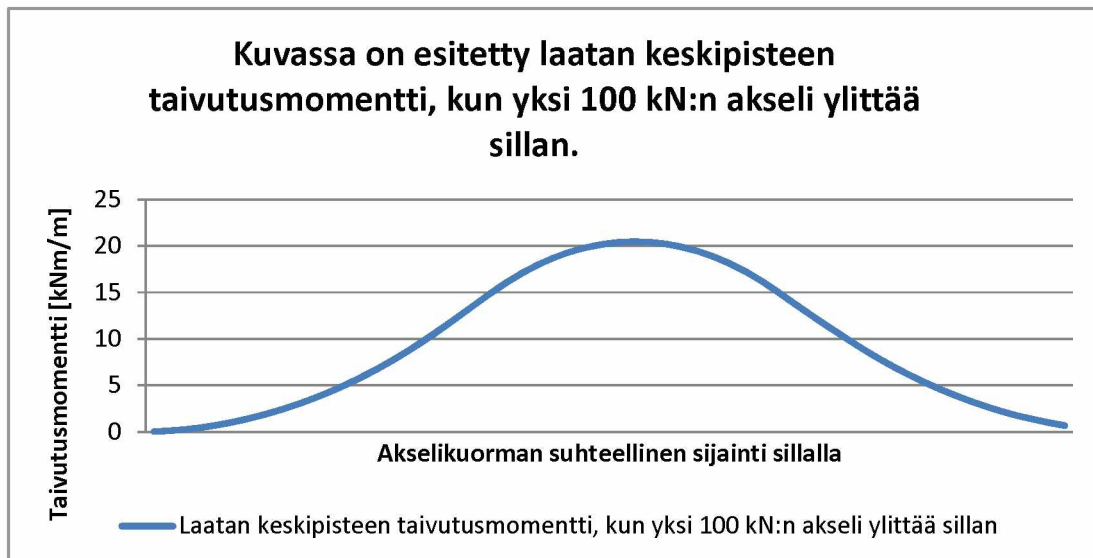
Yksittäisten junien ylitysten mitoituskertymästä lasketaan annetun liikenteen koostumuksen perusteella yhden vuorokauden mitoituskertymä. Tässä liikenteen koostumus on suomalaisen raskaan liikenteen verkon mukainen, myös liikenteen koostumus on esitetty tämän diplomityön liitteessä 2.

Yhden vuorokauden mitoituskertymään sovelletaan eurokoodissa esitettyjä väsymiskestävyyden laskentaan tarvittavia kaavoja, jotta voidaan laskea vauriosumma yhden vuorokauden ajalle.

Tästä vauriosummasta lasketaan yhden vuoden vauriosumma, 100 vuoden vauriosumma ja käyttöikä.

Betonin tarkastelun jälkeen tarkastelu suoritetaan teräkselle. S–N-käyrinä on käytetty standardien SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N S–N-käyrää ja standardin SFS 1268 mukaista S–N-käyrää.

Lasketut asiat ovat samat kuin betonille eli vauriosumma yhden vuorokauden ajalle, yhden vuoden vauriosumma, 100 vuoden vauriosumma ja käyttöikä.



Poikkileikkauksen jännitysten laskenta

Lasketaan kuvassa esitetystä taivutusmomentin käyrästä sitä vastaavat jännitykset betonissa ja teräksessä. Lisäksi lasketaan oman painon aiheuttamat jännitykset.

Lähtötiedot poikkileikkauksen jännitysten laskentaan

Poikkileikkaus

Korkeus [mm]	500
Leveys [mm]	1000

Kimmokertoimet

Betonin kimmokerroin [MPa]	29857
Teräksen kimmokerroin [MPa]	200000
Kimmokerroinsuhde	6,699

Raudoitus

Tankojen halkaisija [mm]	18
Tangon pinta-ala [mm ²]	254,47
Tankojen jako	130
Teräspinta-ala yhteensä [mm ² /m]	1957,45
Suojabetonipaksuus [mm]	25

Tehollinen korkeus [mm]	451
Raudoitussuhde [%]	0,434 %
Puristetun pinnan korkeus	96,43
Suhteellinen korkeus	0,2138

Omien painojen aiheuttamat jännitykset

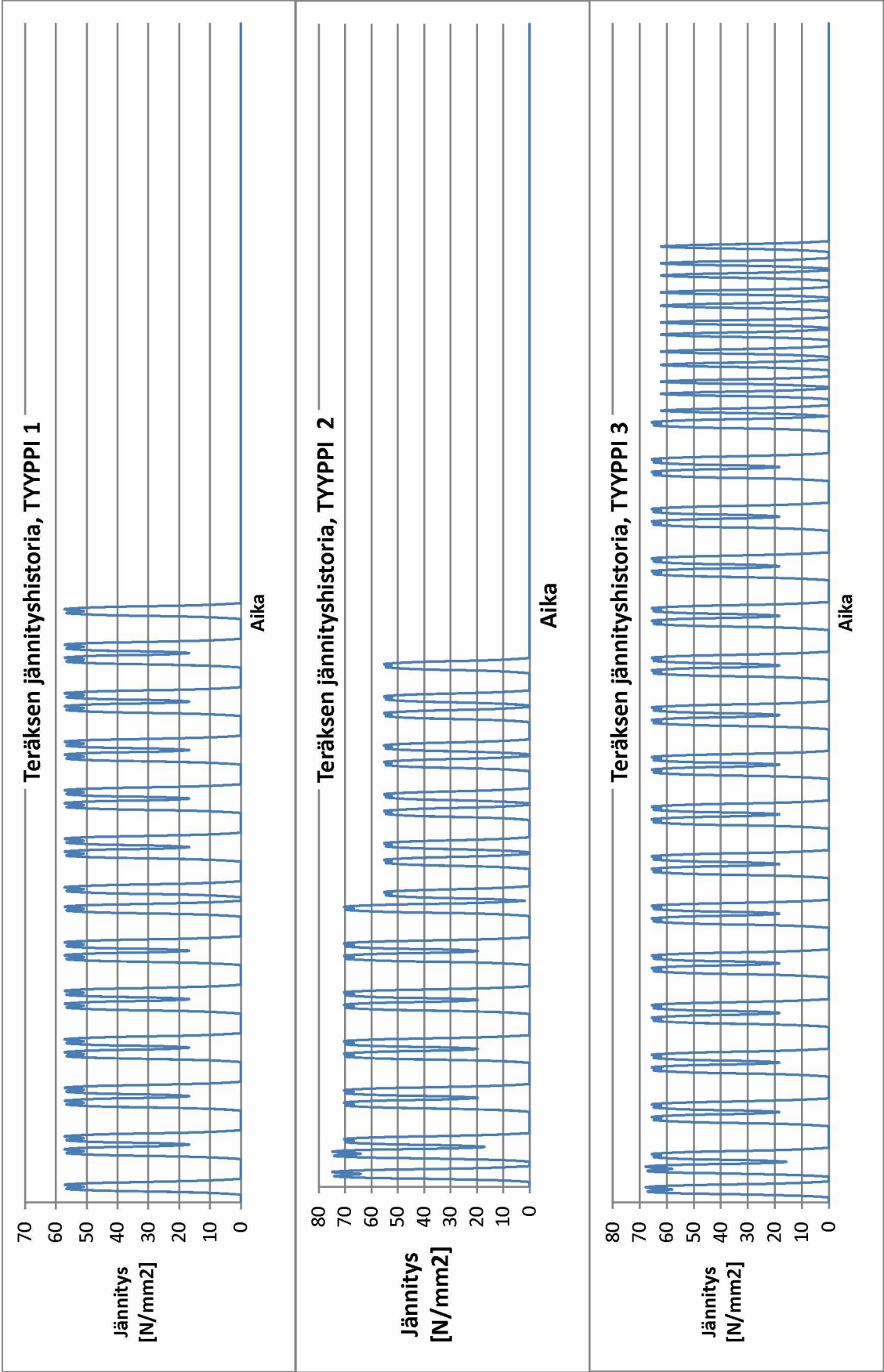
Jännitykset

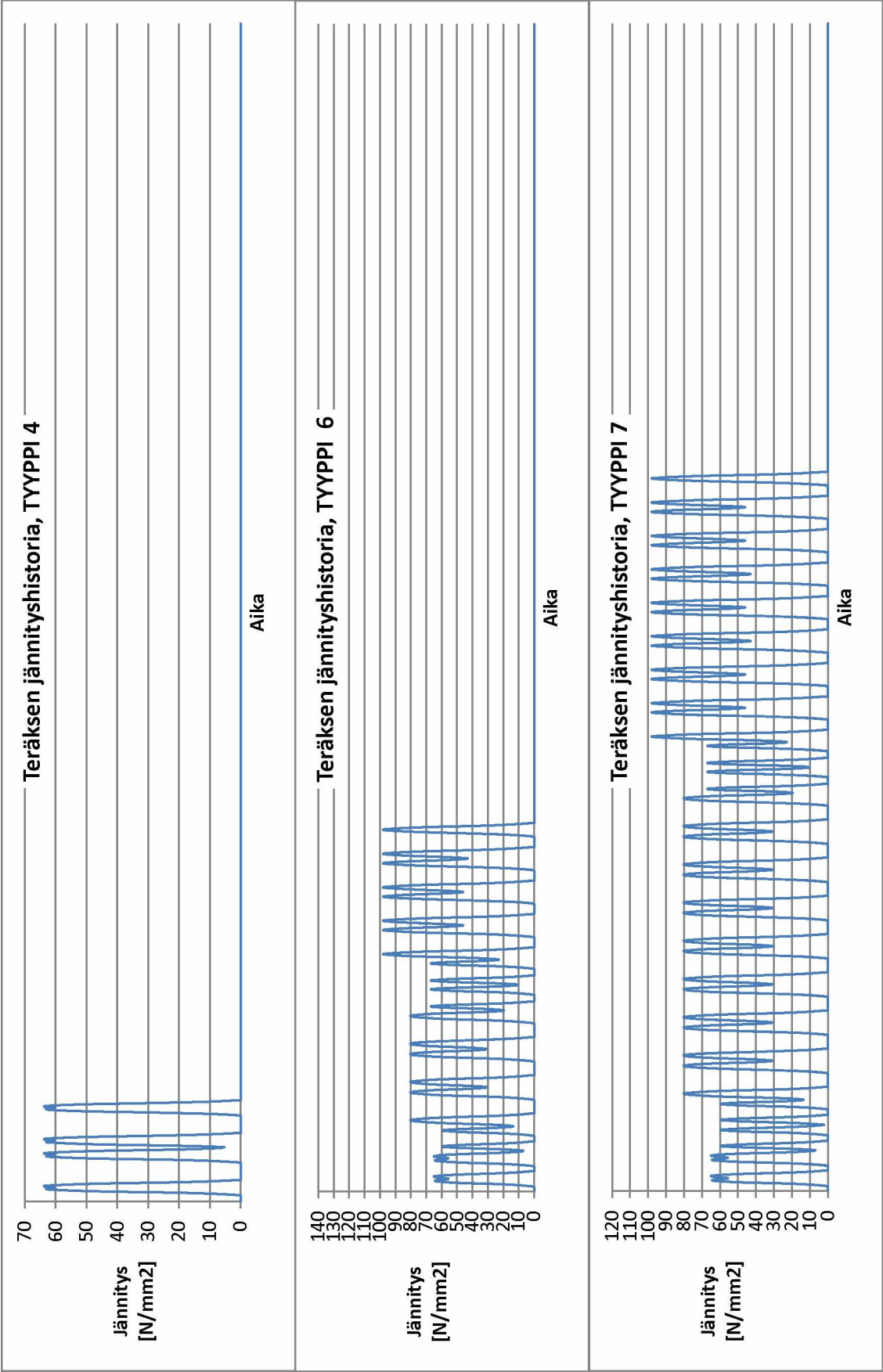
Momentti omasta painosta [Nm]	Betoni [N/mm ²]	Teräs [N/mm ²]
-75582	3,743	92,185

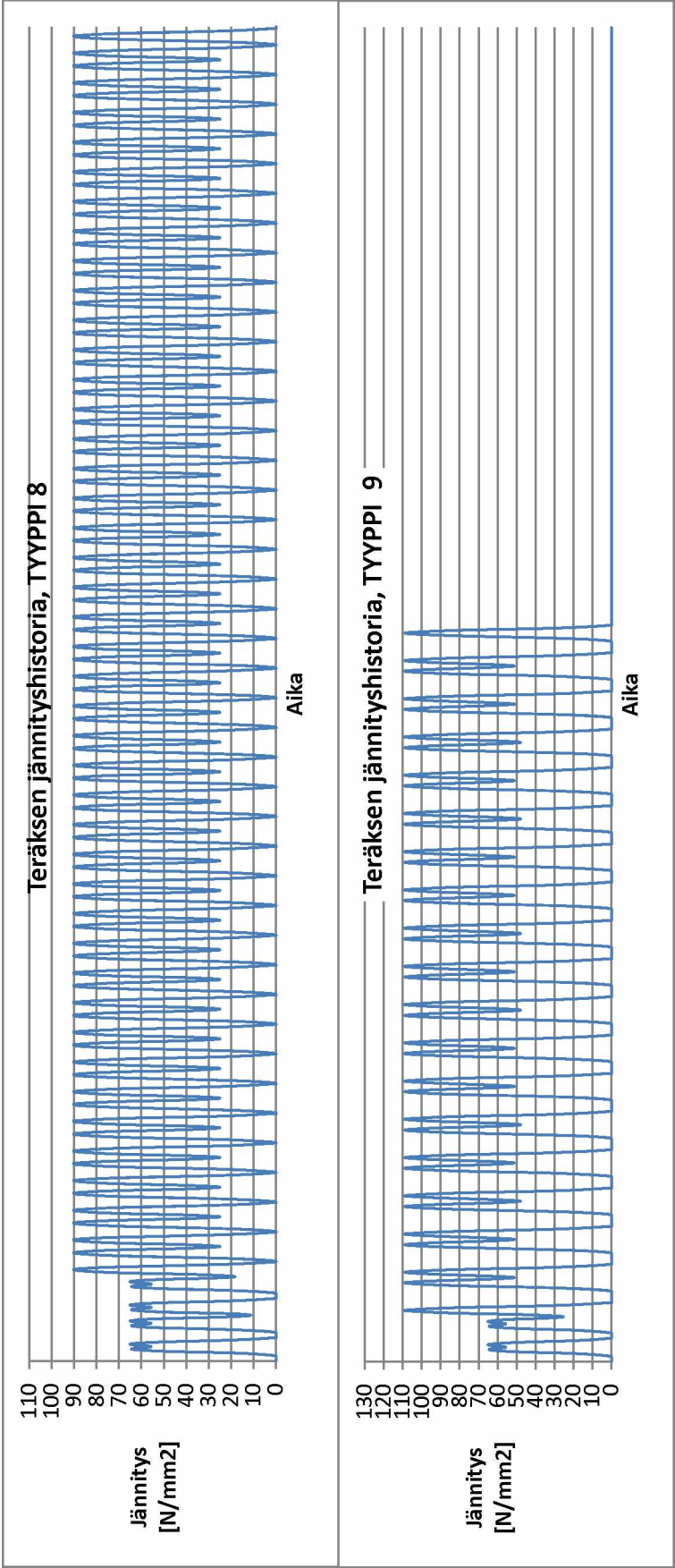
**Poikkileikkauksen taivutusmomentti (edellisen sivun kuva) ja
siitä lasketut betonin ja teräksen jännitykset.**

Taivutusmomentti	Jännitykset	
	Betoni	Teräs
[Nm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
-20	0,001	0,025
-125	0,006	0,153
-271	0,013	0,330
-481	0,024	0,587
-752	0,037	0,917
-1069	0,053	1,303
-1467	0,073	1,789
-1892	0,094	2,308
-2420	0,120	2,952
-2972	0,147	3,625
-3618	0,179	4,413
-4306	0,213	5,252
-5072	0,251	6,186
-5902	0,292	7,199
-6795	0,336	8,287
-7776	0,385	9,484
-8804	0,436	10,738
-9948	0,493	12,133
-11124	0,551	13,568
-12329	0,610	15,037
-13566	0,672	16,545
-14816	0,734	18,070
-16000	0,792	19,515
-17045	0,844	20,789
-17942	0,888	21,884
-18700	0,926	22,808
-19320	0,957	23,565
-19806	0,981	24,156
-20159	0,998	24,587
-20378	1,009	24,854
-20457	1,013	24,951
-20403	1,010	24,885
-20215	1,001	24,656
-19895	0,985	24,265
-19442	0,963	23,713
-18854	0,934	22,996
-18128	0,898	22,111
-17263	0,855	21,055
-16249	0,805	19,819
-15097	0,748	18,413
-13886	0,688	16,937

-12697	0,629	15,486
-11541	0,571	14,076
-10412	0,516	12,700
-9307	0,461	11,352
-8241	0,408	10,052
-7273	0,360	8,871
-6358	0,315	7,754
-5516	0,273	6,727
-4741	0,235	5,782
-4017	0,199	4,899
-3375	0,167	4,117
-2763	0,137	3,370
-2249	0,111	2,744
-1758	0,087	2,144
-1355	0,067	1,652
-986	0,049	1,203
-685	0,034	0,836
-437	0,022	0,534







Edellisten sivujen jännityshistorioista on muodostettu Rainflow-menetelmällä mitoituskertymät yksittäisten junien ylityksille.
(taulukoissa betonin mitoituskertymä)

$\Delta\sigma$ on jännitysvaihteluväli, σ_{mean} on keskiarvo ja n on lukumäärä

Tyyppi 1

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,231	2,182	24
1,637	1,50	10
2,32	1,16	14

Tyyppi 2

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,097	2,169	10
0,124	2,768	10
0,410	2,806	2
2,061	1,830	4
2,163	1,779	1
2,168	1,158	1
2,242	1,121	9
2,860	1,430	5
3,039	1,5194	2

Tyyppi 3

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,1153	2,576	30
0,3717	2,543	2
1,9183	1,703	14
2,0211	1,652	1
2,5081	1,27	1
2,5236	1,262	11
2,6622	1,331	15
2,7539	1,377	2

Tyyppi 4

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,011	0,24	1
0,112	2,508	4
2,376	1,404	1
2,592	1,296	3

Tyyppi 6

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,005	0,4843	1
0,014	0,3025	1
0,357	2,4395	2
1,793	1,827	1
1,87	1,4859	1
1,928	1,7593	1
2,006	2,2561	2
2,109	2,9276	2
2,135	1,3537	1
2,231	2,8667	1
2,294	1,5765	1
2,642	1,3209	2
2,724	1,3618	1
3,259	1,6296	4
3,982	1,9912	5

Tyyppi 7

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,0051	0,484	1
0,0139	0,303	1
0,3566	2,439	2
1,7931	1,827	1
1,8701	1,486	1
1,9284	1,759	1
2,0063	2,256	7
2,1095	2,928	5
2,1345	1,354	1
2,2313	2,867	2
2,2942	1,576	1
2,332	1,255	1
2,4209	1,21	1
2,6419	1,321	2
2,7236	1,362	1
3,2593	1,63	9
3,9824	1,991	9

Tyyppi 8

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,357	2,439	4
1,901	1,691	1
2,186	1,549	1
2,642	1,321	2
2,65	2,342	41
3,667	1,833	43

Tyyppi 9

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,357	2,4395	2
1,61	1,8367	1
2,344	3,2529	11
2,479	3,1852	6
2,642	1,3209	1
4,425	2,2124	19

Edellisen sivun yksittäisten junien ylityksistä yhdistellään liikenteen koostumustietojen perusteella yhden päivän mitoituskertymä

Suomalaisen liikenteen koostumus (raskaan liikenteen verkko)

Tyyppi Junien määrä/vrk

1	10
2	32
3	2
4	30
6	16
7	16
8	4
9	2

Tyyppi 1

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,231	2,182	240
1,637	1,501	100
2,320	1,160	140

Tyyppi 4

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,011	0,240	30
0,112	2,508	120
2,376	1,404	30
2,592	1,296	90

Tyyppi 2

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,097	2,169	320
0,124	2,768	320
0,410	2,806	64
2,061	1,830	128
2,163	1,779	32
2,168	1,158	32
2,242	1,121	288
2,860	1,430	160
3,039	1,519	64

Tyyppi 3

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,115	2,576	60
0,372	2,543	4
1,918	1,703	28
2,021	1,652	2
2,508	1,270	2
2,524	1,262	22
2,662	1,331	30
2,754	1,377	4

Tyyppi 8

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,357	2,439	16
1,901	1,691	4
2,186	1,549	4
2,642	1,321	8
2,650	2,342	164
3,667	1,833	172

Tyyppi 9

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,357	2,439	4
1,610	1,837	2
2,344	3,253	22
2,479	3,185	12
2,642	1,321	2
4,425	2,212	38

Tyyppi 6

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,005	0,484	16
0,014	0,303	16
0,357	2,439	32
1,793	1,827	16
1,870	1,486	16
1,928	1,759	16
2,006	2,256	32
2,109	2,928	32
2,135	1,354	16
2,231	2,867	16
2,294	1,576	16
2,642	1,321	32
2,724	1,362	16
3,259	1,630	64
3,982	1,991	80

Tyyppi 7

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,005	0,484	16
0,014	0,303	16
0,357	2,439	32
1,793	1,827	16
1,870	1,486	16
1,928	1,759	16
2,006	2,256	112
2,109	2,928	80
2,135	1,354	16
2,231	2,867	32
2,294	1,576	16
2,332	1,255	16
2,421	1,210	16
2,642	1,321	32
2,724	1,362	16
3,259	1,630	144
3,982	1,991	144

Lasketaan betonin vauriosumma yhden päivän mitoituskertymän perusteellaOman painon aiheuttama jännitys [N/mm²]: σ_g 3,74Väsymislujuus [N/mm²]: $f_{cd,fat}$ 9,29Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$ Keskimääräinen jännitys: $\sigma_{mean} = \sigma_{mean}$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Pienin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,min} = \sigma_g + \sigma_{mean} - 0,5 \cdot \Delta\sigma$ Suurin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,max} = \sigma_g + \sigma_{mean} + 0,5 \cdot \Delta\sigma$ Puristusjännitysvaihtelun minimitaso: $E_{cd,min} = \sigma_{cd,min} / f_{cd,fat}$ Puristusjännitysvaihtelun maksimitaso: $E_{cd,max} = \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat}$ Jännityssuhde: $R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$ Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = 10^{\{14 \cdot [(1 - E_{cd,max}) / (\sqrt{1 - R})]\}}$ Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n	$\sigma_{cd,min}$	$\sigma_{cd,max}$	$E_{cd,min}$	$E_{cd,max}$	R	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,01	0,48	16	4,22	4,23	0,45	0,46	1,00	3,64E+218	4,40E-218	4,40E-218
0,01	0,48	16	4,22	4,23	0,45	0,46	1,00	3,64E+218	4,40E-218	8,80E-218
0,01	0,24	30	3,98	3,99	0,43	0,43	1,00	2,13E+151	1,41E-150	1,41E-150
0,01	0,30	16	4,04	4,05	0,43	0,44	1,00	7,96E+134	2,01E-134	2,01E-134
0,01	0,30	16	4,04	4,05	0,43	0,44	1,00	7,96E+134	2,01E-134	4,02E-134
0,10	2,17	320	5,86	5,96	0,63	0,64	0,98	2,01E+39	1,59E-37	1,59E-37
0,11	2,51	120	6,19	6,31	0,67	0,68	0,98	4,84E+33	2,48E-32	2,48E-32
0,12	2,58	60	6,26	6,38	0,67	0,69	0,98	4,41E+32	1,36E-31	1,61E-31
0,12	2,77	320	6,45	6,57	0,69	0,71	0,98	6,62E+29	4,83E-28	4,83E-28
0,23	2,18	240	5,81	6,04	0,63	0,65	0,96	1,13E+25	2,13E-23	2,13E-23
0,36	2,44	16	6,00	6,36	0,65	0,68	0,94	4,35E+18	3,67E-18	3,67E-18
0,36	2,44	4	6,00	6,36	0,65	0,68	0,94	4,35E+18	9,19E-19	4,59E-18
0,36	2,44	32	6,00	6,36	0,65	0,68	0,94	4,35E+18	7,35E-18	1,19E-17
0,36	2,44	32	6,00	6,36	0,65	0,68	0,94	4,35E+18	7,35E-18	1,93E-17
0,37	2,54	4	6,10	6,47	0,66	0,70	0,94	5,21E+17	7,68E-18	2,70E-17
0,41	2,81	64	6,34	6,75	0,68	0,73	0,94	3,18E+15	2,01E-14	2,02E-14
1,61	1,84	2	4,77	6,38	0,51	0,69	0,75	5,19E+08	3,86E-09	3,86E-09
1,64	1,50	100	4,43	6,06	0,48	0,65	0,73	2,28E+09	4,39E-08	4,78E-08
1,79	1,83	16	4,67	6,47	0,50	0,70	0,72	1,20E+08	1,34E-07	1,82E-07
1,79	1,83	16	4,67	6,47	0,50	0,70	0,72	1,20E+08	1,34E-07	3,15E-07
1,87	1,49	16	4,29	6,16	0,46	0,66	0,70	3,55E+08	4,51E-08	3,60E-07
1,87	1,49	16	4,29	6,16	0,46	0,66	0,70	3,55E+08	4,51E-08	4,06E-07
1,90	1,69	4	4,48	6,38	0,48	0,69	0,70	1,05E+08	3,82E-08	4,44E-07
1,92	1,70	28	4,49	6,40	0,48	0,69	0,70	8,74E+07	3,20E-07	7,64E-07
1,93	1,76	16	4,54	6,47	0,49	0,70	0,70	6,15E+07	2,60E-07	1,02E-06
1,93	1,76	16	4,54	6,47	0,49	0,70	0,70	6,15E+07	2,60E-07	1,28E-06
2,01	2,26	112	5,00	7,00	0,54	0,75	0,71	2,74E+06	4,09E-05	4,21E-05
2,01	2,26	32	5,00	7,00	0,54	0,75	0,71	2,74E+06	1,17E-05	5,38E-05
2,02	1,65	2	4,38	6,40	0,47	0,69	0,68	5,45E+07	3,67E-08	5,39E-05
2,06	1,83	128	4,54	6,60	0,49	0,71	0,69	1,76E+07	7,29E-06	6,11E-05
2,11	2,93	80	5,62	7,72	0,60	0,83	0,73	3,23E+04	2,48E-03	2,54E-03

Liite 4 (56/134)

2,11	2,93	32	5,62	7,72	0,60	0,83	0,73	3,23E+04	9,91E-04	3,53E-03
2,13	1,35	16	4,03	6,16	0,43	0,66	0,65	1,01E+08	1,59E-07	3,53E-03
2,13	1,35	16	4,03	6,16	0,43	0,66	0,65	1,01E+08	1,59E-07	3,53E-03
2,16	1,78	32	4,44	6,60	0,48	0,71	0,67	1,18E+07	2,71E-06	3,53E-03
2,17	1,16	32	3,82	5,98	0,41	0,64	0,64	1,88E+08	1,70E-07	3,53E-03
2,19	1,55	4	4,20	6,38	0,45	0,69	0,66	3,02E+07	1,33E-07	3,53E-03
2,23	2,87	32	5,49	7,72	0,59	0,83	0,71	2,42E+04	1,32E-03	4,85E-03
2,23	2,87	16	5,49	7,72	0,59	0,83	0,71	2,42E+04	6,60E-04	5,51E-03
2,24	1,12	288	3,74	5,98	0,40	0,64	0,63	1,37E+08	2,11E-06	5,52E-03
2,29	1,58	16	4,17	6,47	0,45	0,70	0,65	1,38E+07	1,16E-06	5,52E-03
2,29	1,58	16	4,17	6,47	0,45	0,70	0,65	1,38E+07	1,16E-06	5,52E-03
2,32	1,16	140	3,74	6,06	0,40	0,65	0,62	7,26E+07	1,93E-06	5,52E-03
2,33	1,25	16	3,83	6,16	0,41	0,66	0,62	4,54E+07	3,52E-07	5,52E-03
2,34	3,25	22	5,82	8,17	0,63	0,88	0,71	1,42E+03	1,54E-02	2,10E-02
2,38	1,40	30	3,96	6,33	0,43	0,68	0,62	1,86E+07	1,62E-06	2,10E-02
2,42	1,21	16	3,74	6,16	0,40	0,66	0,61	3,27E+07	4,89E-07	2,10E-02
2,48	3,19	12	5,69	8,17	0,61	0,88	0,70	1,16E+03	1,03E-02	3,13E-02
2,51	1,27	2	3,76	6,27	0,40	0,67	0,60	1,58E+07	1,26E-07	3,13E-02
2,52	1,26	22	3,74	6,27	0,40	0,67	0,60	1,51E+07	1,46E-06	3,13E-02
2,59	1,30	90	3,74	6,33	0,40	0,68	0,59	9,11E+06	9,88E-06	3,13E-02
2,64	1,32	8	3,74	6,38	0,40	0,69	0,59	6,37E+06	1,26E-06	3,13E-02
2,64	1,32	2	3,74	6,38	0,40	0,69	0,59	6,37E+06	3,14E-07	3,13E-02
2,64	1,32	32	3,74	6,38	0,40	0,69	0,59	6,37E+06	5,03E-06	3,13E-02
2,64	1,32	32	3,74	6,38	0,40	0,69	0,59	6,37E+06	5,03E-06	3,13E-02
2,65	2,34	164	4,76	7,41	0,51	0,80	0,64	5,44E+04	3,02E-03	3,43E-02
2,66	1,33	30	3,74	6,40	0,40	0,69	0,58	5,51E+06	5,44E-06	3,43E-02
2,72	1,36	16	3,74	6,47	0,40	0,70	0,58	3,58E+06	4,47E-06	3,43E-02
2,72	1,36	16	3,74	6,47	0,40	0,70	0,58	3,58E+06	4,47E-06	3,43E-02
2,75	1,38	4	3,74	6,50	0,40	0,70	0,58	2,90E+06	1,38E-06	3,43E-02
2,86	1,43	160	3,74	6,60	0,40	0,71	0,57	1,41E+06	1,13E-04	3,44E-02
3,04	1,52	64	3,74	6,78	0,40	0,73	0,55	4,41E+05	1,45E-04	3,46E-02
3,26	1,63	144	3,74	7,00	0,40	0,75	0,53	1,12E+05	1,28E-03	3,59E-02
3,26	1,63	64	3,74	7,00	0,40	0,75	0,53	1,12E+05	5,69E-04	3,64E-02
3,67	1,83	172	3,74	7,41	0,40	0,80	0,51	1,06E+04	1,62E-02	5,26E-02
3,98	1,99	144	3,74	7,72	0,40	0,83	0,48	1,91E+03	7,53E-02	1,28E-01
3,98	1,99	80	3,74	7,72	0,40	0,83	0,48	1,91E+03	4,18E-02	1,70E-01
4,42	2,21	38	3,74	8,17	0,40	0,88	0,46	1,97E+02	1,93E-01	3,62E-01

Vauriosumma yhdessä vuorokaudessa on	0,36
Vauriosumma yhdessä vuodessa on	132,24
Vauriosumma 100 vuodessa on	13224,18
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	0,0076 vuotta

Lasketaan terästen vauriosumma yhden päivän mitoituskertymän perusteella

Betonin mitoituskertymästä voidaan laskea myös teräksen mitoituskertymä

kaavalla $\sigma_s = (\sigma_c/2) * (k_x/\rho)$,

missä	σ_s		teräksen jännitys
	σ_c		betonin jännitys
	k_x	on	0,214 (puristuspinnan suhteellinen korkeus)
	ρ	on	0,434 % (raudoitusuhde)

S-N-käyrä: SFS-EN 1992-1-1, taulukko 6.3N

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	5
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	9
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	162,5
Vakio C_1	1,1331E+17
Vakio C_2	7,90097E+25

Seuraavassa taulukossa olevat arvot

Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^{-k}$

Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,13	16	9,33E+33	1,72E-33	1,72E-33
0,13	16	9,33E+33	1,72E-33	3,43E-33
0,27	30	9,15E+30	3,28E-30	3,28E-30
0,34	16	1,25E+30	1,28E-29	1,61E-29
0,34	16	1,25E+30	1,28E-29	2,90E-29
2,39	320	3,09E+22	1,03E-20	1,03E-20
2,76	120	8,37E+21	1,43E-20	2,47E-20
2,84	60	6,59E+21	9,11E-21	3,38E-20
3,05	320	3,45E+21	9,27E-20	1,27E-19
5,68	240	1,28E+19	1,88E-17	1,89E-17
8,78	16	2,54E+17	6,29E-17	8,18E-17
8,78	4	2,54E+17	1,57E-17	9,76E-17
8,78	32	2,54E+17	1,26E-16	2,23E-16
8,78	32	2,54E+17	1,26E-16	3,49E-16
9,15	4	1,75E+17	2,29E-17	3,72E-16
10,10	64	7,21E+16	8,88E-16	1,26E-15
39,66	2	3,25E+11	6,15E-12	6,15E-12
40,32	100	2,80E+11	3,57E-10	3,63E-10

Liite 4 (58/134)

44,17	16	1,24E+11	1,30E-10	4,92E-10
44,17	16	1,24E+11	1,30E-10	6,22E-10
46,06	16	8,46E+10	1,89E-10	8,11E-10
46,06	16	8,46E+10	1,89E-10	1,00E-09
46,83	4	7,29E+10	5,48E-11	1,05E-09
47,25	28	6,73E+10	4,16E-10	1,47E-09
47,50	16	6,42E+10	2,49E-10	1,72E-09
47,50	16	6,42E+10	2,49E-10	1,97E-09
49,42	112	4,49E+10	2,49E-09	4,46E-09
49,42	32	4,49E+10	7,12E-10	5,17E-09
49,78	2	4,21E+10	4,75E-11	5,22E-09
50,77	128	3,53E+10	3,63E-09	8,85E-09
51,96	80	2,86E+10	2,79E-09	1,16E-08
51,96	32	2,86E+10	1,12E-09	1,28E-08
52,58	16	2,57E+10	6,22E-10	1,34E-08
52,58	16	2,57E+10	6,22E-10	1,40E-08
53,28	32	2,28E+10	1,40E-09	1,54E-08
53,39	32	2,24E+10	1,43E-09	1,68E-08
53,85	4	2,08E+10	1,93E-10	1,70E-08
54,96	32	1,73E+10	1,85E-09	1,89E-08
54,96	16	1,73E+10	9,27E-10	1,98E-08
55,22	288	1,65E+10	1,74E-08	3,72E-08
56,51	16	1,34E+10	1,19E-09	3,84E-08
56,51	16	1,34E+10	1,19E-09	3,96E-08
57,13	140	1,22E+10	1,15E-08	5,11E-08
57,44	16	1,16E+10	1,38E-09	5,25E-08
57,73	22	1,11E+10	1,98E-09	5,44E-08
58,53	30	9,80E+09	3,06E-09	5,75E-08
59,63	16	8,29E+09	1,93E-09	5,94E-08
61,07	12	6,69E+09	1,79E-09	6,12E-08
61,78	2	6,03E+09	3,32E-10	6,16E-08
62,16	22	5,70E+09	3,86E-09	6,54E-08
63,85	90	4,48E+09	2,01E-08	8,55E-08
65,07	8	3,78E+09	2,12E-09	8,76E-08
65,07	2	3,78E+09	5,30E-10	8,81E-08
65,07	32	3,78E+09	8,47E-09	9,66E-08
65,07	32	3,78E+09	8,47E-09	1,05E-07
65,28	164	3,67E+09	4,47E-08	1,50E-07
65,57	30	3,53E+09	8,51E-09	1,58E-07
67,08	16	2,87E+09	5,57E-09	1,64E-07
67,08	16	2,87E+09	5,57E-09	1,69E-07
67,83	4	2,60E+09	1,54E-09	1,71E-07
70,45	160	1,85E+09	8,66E-08	2,58E-07
74,85	64	1,07E+09	5,97E-08	3,17E-07
80,28	144	5,70E+08	2,52E-07	5,70E-07
80,28	64	5,70E+08	1,12E-07	6,82E-07
90,31	172	1,98E+08	8,70E-07	1,55E-06

98,09	144	9,40E+07	1,53E-06	3,08E-06
98,09	80	9,40E+07	8,51E-07	3,94E-06
108,99	38	3,64E+07	1,04E-06	4,98E-06

Vauriosumma yhdessä vuorokaudessa on	4,98E-06
Vauriosumma yhdessä vuodessa on	0,00182
Vauriosumma 100 vuodessa on	0,182
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	550,25 vuotta

S-N-käyrä: SFS 1268

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	4,375
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	25
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	200,00
Vakio C_1	1,167E+16
Vakio C_2	3,355E+63

Seuraavassa taulukossa olevat arvotJännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$ Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^{-k}$ Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,13	16	8,88E+85	1,80E-85	1,80E-85
0,13	16	8,88E+85	1,80E-85	3,61E-85
0,27	30	3,90E+77	7,68E-77	7,68E-77
0,34	16	1,54E+75	1,04E-74	1,05E-74
0,34	16	1,54E+75	1,04E-74	2,09E-74
2,39	320	1,15E+54	2,78E-52	2,78E-52
2,76	120	3,05E+52	3,93E-51	4,21E-51
2,84	60	1,57E+52	3,83E-51	8,04E-51
3,05	320	2,60E+51	1,23E-49	1,31E-49
5,68	240	4,59E+44	5,23E-43	5,23E-43
8,78	16	8,62E+39	1,86E-39	1,86E-39
8,78	4	8,62E+39	4,64E-40	2,32E-39
8,78	32	8,62E+39	3,71E-39	6,03E-39
8,78	32	8,62E+39	3,71E-39	9,75E-39
9,15	4	3,05E+39	1,31E-39	1,11E-38
10,10	64	2,60E+38	2,46E-37	2,57E-37
39,66	2	3,68E+23	5,43E-24	5,43E-24
40,32	100	2,44E+23	4,10E-22	4,15E-22
44,17	16	2,50E+22	6,39E-22	1,05E-21
44,17	16	2,50E+22	6,39E-22	1,69E-21
46,06	16	8,75E+21	1,83E-21	3,52E-21
46,06	16	8,75E+21	1,83E-21	5,35E-21
46,83	4	5,79E+21	6,91E-22	6,04E-21
47,25	28	4,63E+21	6,05E-21	1,21E-20
47,50	16	4,06E+21	3,94E-21	1,60E-20
47,50	16	4,06E+21	3,94E-21	2,00E-20
49,42	112	1,51E+21	7,42E-20	9,42E-20
49,42	32	1,51E+21	2,12E-20	1,15E-19
49,78	2	1,26E+21	1,59E-21	1,17E-19
50,77	128	7,69E+20	1,66E-19	2,83E-19
51,96	80	4,31E+20	1,86E-19	4,69E-19
51,96	32	4,31E+20	7,43E-20	5,43E-19
52,58	16	3,21E+20	4,99E-20	5,93E-19

52,58	16	3,21E+20	4,99E-20	6,43E-19
53,28	32	2,30E+20	1,39E-19	7,82E-19
53,39	32	2,18E+20	1,47E-19	9,29E-19
53,85	4	1,76E+20	2,27E-20	9,52E-19
54,96	32	1,06E+20	3,02E-19	1,25E-18
54,96	16	1,06E+20	1,51E-19	1,41E-18
55,22	288	9,40E+19	3,06E-18	4,47E-18
56,51	16	5,28E+19	3,03E-19	4,77E-18
56,51	16	5,28E+19	3,03E-19	5,07E-18
57,13	140	4,01E+19	3,49E-18	8,56E-18
57,44	16	3,51E+19	4,55E-19	9,02E-18
57,73	22	3,09E+19	7,11E-19	9,73E-18
58,53	30	2,20E+19	1,37E-18	1,11E-17
59,63	16	1,38E+19	1,16E-18	1,23E-17
61,07	12	7,60E+18	1,58E-18	1,38E-17
61,78	2	5,69E+18	3,52E-19	1,42E-17
62,16	22	4,88E+18	4,51E-18	1,87E-17
63,85	90	2,50E+18	3,61E-17	5,48E-17
65,07	8	1,55E+18	5,15E-18	5,99E-17
65,07	2	1,55E+18	1,29E-18	6,12E-17
65,07	32	1,55E+18	2,06E-17	8,18E-17
65,07	32	1,55E+18	2,06E-17	1,02E-16
65,28	164	1,43E+18	1,14E-16	2,17E-16
65,57	30	1,28E+18	2,34E-17	2,40E-16
67,08	16	7,25E+17	2,21E-17	2,62E-16
67,08	16	7,25E+17	2,21E-17	2,84E-16
67,83	4	5,50E+17	7,28E-18	2,92E-16
70,45	160	2,13E+17	7,52E-16	1,04E-15
74,85	64	4,69E+16	1,37E-15	2,41E-15
80,28	144	8,14E+15	1,77E-14	2,01E-14
80,28	64	8,14E+15	7,86E-15	2,80E-14
90,31	172	4,28E+14	4,02E-13	4,29E-13
98,09	144	5,43E+13	2,65E-12	3,08E-12
98,09	80	5,43E+13	1,47E-12	4,55E-12
108,99	38	3,90E+12	9,74E-12	1,43E-11

Vauriosumma yhdessä vuorokaudessa on	1,43E-11
Vauriosumma yhdessä vuodessa on	5,22E-09
Vauriosumma 100 vuodessa on	5,22E-07
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	1,92E+08 vuotta

MENETTELYTAPA 4

Tässä menettelytavassa kuormina on käytetty vanhoja ominaisjunia kullekin aikakaudelle. Junien tiedot on esitetty diplomityön liitteessä 3. Liikennemäärä kullekin ajanjaksole on RSO:n mukainen. Vauriokertymä on laskettu betonille ja teräkselle Palmgren–Minerin mallilla.

Materiaaliominaisuudet ja laskentamalli on esitetty edellä.

Toimintaprosessi:

100 kN:n akselin ylityksen jännityshistoriasta lasketaan, yhdistelemällä akseleita, jännityshistoria jokaiselle tarkasteltavalla junalle erikseen.

Tässä tarkastellaan vanhoja ominaisjunia aikakausittain. Ominaisjunat on esitetty tämän työn liitteessä 3.

Jokaisen junan jännityshistorialle sovelletaan Rainflow-menetelmää yhden junan ylityksen mitoituskertymän luomiseen. Tässä mitoituskertymä on luotu ensin betonille.

Yksittäisten henkilö- ja tavarajunien ylitysten mitoituskertymästä lasketaan yhden vuoden mitoituskertymä. Henkilö- ja tavarajunien suhteen ja vuosittaisen liikennemäärän avulla voidaan laskea vuosittainen mitoituskertymä.

Yhden vuoden mitoituskertymään sovelletaan eurokoodissa esitettyjä väsymiskestävyyden laskentaan tarvittavia kaavoja, jotta voidaan laskea vauriosumma yhden vuoden ajalle.

Tästä vauriosummasta lasketaan 100 vuoden vauriosumma ja käyttöikä.

Betonin tarkastelun jälkeen tarkastelu suoritetaan teräkselle. S–N-käyrinä on käytetty standardien SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N S–N-käyrää ja standardin SFS 1268 mukaista S–N-käyrää.

Lasketut asiat ovat samat kuin betonille eli yhden vuoden vauriosumma, 100 vuoden vauriosumma ja käyttöikä.

Rainflow-menetelmällä laskettu mitoituskertymä yksittäisestä henkilöjunan (H-juna) tai tavarajunan (T-juna) ylityksestä. Junina on käytetty diplomityön liitteen 3 ominaisjunia aikakaudelta 1898-1922. Liikennemäärä on RSO 9:n mukainen. Henkilöjunien ja tavarajunien suhde on selvitetty lähteestä Roos, V. Rautatiesillan väsytykestävyyden laskeminen.

Betonin jännitykset

H-juna 1910

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,00	1,54	1
0,01	1,18	2
0,29	1,25	1
0,63	0,69	1
0,70	0,66	1
0,73	0,65	1
0,87	0,57	10
1,01	0,50	11
1,20	0,60	2
2,13	1,06	1

T-juna 1910

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,00	1,08	1
0,00	1,21	2
0,00	0,18	1
0,01	1,51	1
0,02	1,07	1
0,03	1,07	1
0,19	0,29	3
0,20	0,28	3
0,22	0,28	1
0,27	0,25	5
0,48	0,75	7
0,52	0,73	7
0,62	0,68	1
0,68	0,65	13
0,78	0,84	1
1,23	0,61	1
1,66	0,83	1

Teräksen jännitykset

H-juna 1910

$\Delta\sigma$	n
0,12	1
0,29	2
7,05	1
15,62	1
17,15	1
17,90	1
21,44	10
24,87	11
29,56	2
52,42	1

T-juna 1910

$\Delta\sigma$	n
0,00	1
0,05	2
0,10	1
0,34	1
0,52	1
0,73	1
4,57	3
4,93	3
5,40	1
6,54	5
11,78	7
12,71	7
15,31	1
16,85	13
19,10	1
30,22	1
40,77	1

Tässä on laskettu henkilö- ja tavarajunien määrä yhden vuoden aikana, jotta voidaan laskea yhden vuoden mitoituskertymä

Liikennemäärä vuodessa yhteensä [t/v]

5,00E+05

Henkilöjunat

[kpl/25v]	[kN/kpl]	[t/kpl]	[kpl/25v]	[kpl/v]
23288	3032	309	14506	580

Tavarajunat

[kpl/25v]	[kN/kpl]	[t/kpl]	[kpl/25v]	[kpl/v]
34956	3610	368	21773	871

Lasketaan betonin vauriosumma yhden vuoden mitoituskertymän perusteella

Oman painon aiheuttama jännitys [N/mm²]: σ_g 3,74
 Väsymisluku [N/mm²]: $f_{cd,fat}$ 9,29
 Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$
 Keskimääräinen jännitys: $\sigma_{mean} = \sigma_{mean}$
 Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n
 Pienin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,min} = \sigma_g + \sigma_{mean} - 0,5 * \Delta\sigma$
 Suurin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,max} = \sigma_g + \sigma_{mean} + 0,5 * \Delta\sigma$
 Puristusjännitysvaihtelun minimitaso: $E_{cd,min} = \sigma_{cd,min} / f_{cd,fat}$
 Puristusjännitysvaihtelun maksimitaso: $E_{cd,max} = \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat}$
 Jännityssuhde: $R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$
 Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = 10^{\{14 * [(1 - E_{cd,max}) / (1 - R)]\}}$
 Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n	$\sigma_{cd,min}$	$\sigma_{cd,max}$	$E_{cd,min}$	$E_{cd,max}$	R	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,00	1,08	871	4,82	4,82	0,52	0,52	1,00	Näissä N on liian suuri		
0,00	1,21	1742	4,95	4,96	0,53	0,53	1,00			
0,00	0,18	871	3,92	3,92	0,42	0,42	1,00	1,13E+257	7,71E-255	7,71E-255
0,00	1,54	580	5,28	5,29	0,57	0,57	1,00	2,82E+199	2,06E-197	2,06E-197
0,01	1,18	1160	4,92	4,93	0,53	0,53	1,00	1,39E+135	8,32E-133	8,32E-133
0,01	1,51	871	5,25	5,26	0,56	0,57	1,00	7,55E+117	1,15E-115	1,15E-115
0,02	1,07	871	4,80	4,82	0,52	0,52	1,00	1,54E+102	5,67E-100	5,67E-100
0,03	1,07	871	4,80	4,83	0,52	0,52	0,99	5,73E+85	1,52E-83	1,52E-83
0,19	0,29	2613	3,94	4,13	0,42	0,44	0,96	4,67E+36	5,60E-34	5,60E-34
0,20	0,28	2613	3,93	4,13	0,42	0,44	0,95	2,04E+35	1,28E-32	1,34E-32
0,22	0,28	871	3,91	4,13	0,42	0,44	0,95	5,58E+33	1,56E-31	1,69E-31
0,27	0,25	4355	3,86	4,13	0,42	0,44	0,94	4,66E+30	9,35E-28	9,35E-28
0,29	1,25	580	4,85	5,13	0,52	0,55	0,94	3,39E+26	1,71E-24	1,71E-24
0,48	0,75	6097	4,26	4,73	0,46	0,51	0,90	3,92E+21	1,56E-18	1,56E-18
0,52	0,73	6097	4,22	4,73	0,45	0,51	0,89	6,20E+20	9,83E-18	1,14E-17
0,62	0,68	871	4,11	4,73	0,44	0,51	0,87	8,80E+18	9,89E-17	1,10E-16
0,63	0,69	580	4,12	4,75	0,44	0,51	0,87	5,23E+18	1,11E-16	2,21E-16
0,68	0,65	11322	4,05	4,73	0,44	0,51	0,86	1,15E+18	9,87E-15	1,01E-14
0,70	0,66	580	4,06	4,75	0,44	0,51	0,85	7,27E+17	7,98E-16	1,09E-14
0,73	0,65	580	4,03	4,75	0,43	0,51	0,85	3,06E+17	1,89E-15	1,28E-14
0,78	0,84	871	4,19	4,97	0,45	0,54	0,84	3,02E+16	2,88E-14	4,16E-14
0,87	0,57	5802	3,88	4,75	0,42	0,51	0,82	9,48E+15	6,12E-13	6,54E-13
1,01	0,50	6382	3,74	4,75	0,40	0,51	0,79	6,82E+14	9,35E-12	1,00E-11
1,20	0,60	1160	3,74	4,94	0,40	0,53	0,76	1,96E+13	5,91E-11	6,91E-11
1,23	0,61	871	3,74	4,97	0,40	0,54	0,75	1,27E+13	6,88E-11	1,38E-10
1,66	0,83	871	3,74	5,40	0,40	0,58	0,69	3,88E+10	2,24E-08	2,26E-08
2,13	1,06	580	3,74	5,87	0,40	0,63	0,64	3,59E+08	1,62E-06	1,64E-06

Vauriosumma yhdessä vuodessa on 1,64E-06
Vauriosumma 100 vuodessa on 1,64E-04
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1) 6,10E+05 vuotta

Lasketaan terästen vauriosumma yhden vuoden mitoituskertymän perusteella

Betonin mitoituskertymästä voidaan laskea myös teräksen mitoituskertymä

kaavalla $\sigma_s = (\sigma_c/2) * (k_x/\rho)$,

missä	σ_s		teräksen jännitys
	σ_c		betonin jännitys
	k_x	on	0,214 (puristuspinnan suhteellinen korkeus)
	ρ	on	0,434 % (raudoitussuhde)

S-N-käyrä: SFS-EN 1992-1-1, taulukko 6.3N

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	5
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	9
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	162,5
Vakio C_1	1,13E+17
Vakio C_2	7,9E+25

Seuraavassa taulukossa olevat arvot

Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^k$

Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,00	871	7,22E+47	1,21E-45	1,21E-45
0,05	1742	3,16E+37	5,51E-35	5,51E-35
0,10	871	1,18E+35	7,38E-33	7,44E-33
0,12	580	1,63E+34	3,55E-32	4,29E-32
0,29	1160	5,99E+30	1,94E-28	1,94E-28
0,34	871	1,18E+30	7,38E-28	9,32E-28
0,52	871	3,08E+28	2,83E-26	2,92E-26
0,73	871	1,32E+27	6,58E-25	6,88E-25
4,57	2613	9,00E+19	2,90E-17	2,90E-17
4,93	2613	4,56E+19	5,73E-17	8,63E-17
5,40	871	2,02E+19	4,31E-17	1,29E-16
6,54	4355	3,61E+18	1,21E-15	1,34E-15
7,05	580	1,84E+18	3,15E-16	1,65E-15
11,78	6097	1,80E+16	3,38E-13	3,40E-13
12,71	6097	9,14E+15	6,67E-13	1,01E-12
15,31	871	1,71E+15	5,09E-13	1,52E-12

Liite 4 (66/134)

15,62	580	1,43E+15	4,06E-13	1,92E-12
16,85	11322	7,23E+14	1,57E-11	1,76E-11
17,15	580	6,15E+14	9,43E-13	1,85E-11
17,90	580	4,20E+14	1,38E-12	1,99E-11
19,10	871	2,34E+14	3,72E-12	2,36E-11
21,44	5802	8,27E+13	7,02E-11	9,38E-11
24,87	6382	2,17E+13	2,94E-10	3,87E-10
29,56	1160	4,59E+12	2,53E-10	6,40E-10
30,22	871	3,76E+12	2,31E-10	8,72E-10
40,77	871	2,54E+11	3,43E-09	4,30E-09
52,42	580	2,64E+10	2,20E-08	2,63E-08

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	2,63E-08
Vauriosumma 100 vuodessa on	2,63E-06
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	3,81E+07 vuotta

S-N-käyrä: SFS 1268

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	4,375
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	25
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	200,00
Vakio C_1	1,167E+16
Vakio C_2	3,355E+63

Seuraavassa taulukossa olevat arvotJännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$ Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^{-k}$ Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,00	871	3,37E+124	2,58E-122	2,58E-122
0,05	1742	5,68E+95	3,07E-93	3,07E-93
0,10	871	1,02E+89	8,53E-87	8,53E-87
0,12	580	4,22E+86	1,38E-84	1,38E-84
0,29	1160	1,21E+77	9,62E-75	9,62E-75
0,34	871	1,32E+75	6,60E-73	6,70E-73
0,52	871	5,28E+70	1,65E-68	1,65E-68
0,73	871	8,42E+66	1,03E-64	1,03E-64
4,57	2613	1,04E+47	2,52E-44	2,52E-44
4,93	2613	1,57E+46	1,66E-43	1,92E-43
5,40	871	1,63E+45	5,33E-43	7,25E-43
6,54	4355	1,37E+43	3,19E-40	3,19E-40
7,05	580	2,12E+42	2,74E-40	5,93E-40
11,78	6097	5,54E+36	1,10E-33	1,10E-33
12,71	6097	8,38E+35	7,27E-33	8,37E-33
15,31	871	7,99E+33	1,09E-31	1,17E-31
15,62	580	4,85E+33	1,20E-31	2,37E-31
16,85	11322	7,30E+32	1,55E-29	1,58E-29
17,15	580	4,66E+32	1,24E-30	1,70E-29
17,90	580	1,61E+32	3,60E-30	2,06E-29
19,10	871	3,17E+31	2,74E-29	4,80E-29
21,44	5802	1,77E+30	3,29E-27	3,33E-27
24,87	6382	4,32E+28	1,48E-25	1,51E-25
29,56	1160	5,73E+26	2,02E-24	2,17E-24
30,22	871	3,31E+26	2,63E-24	4,80E-24
40,77	871	1,85E+23	4,71E-21	4,71E-21
52,42	580	3,45E+20	1,68E-18	1,69E-18

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	1,69E-18
Vauriosumma 100 vuodessa on	1,69E-16
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	5,932E+17

Rainflow-menetelmällä laskettu mitoituskertymä yksittäisestä henkilöjunan (H-juna) tai tavarajunan (T-juna) ylityksestä. Junina on käytetty diplomityön liitteen 3 ominaisjunia aikakaudelta 1923-1947. Liikennemäärä on RSO 9:n mukainen. Henkilöjunien ja tavarajunien suhde on selvitetty lähteestä Roos, V. Rautatiesillan väsytykestävyyden laskeminen.

Betonin jännitykset

H-juna 1935

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,02	1,77	1
0,03	1,19	2
0,03	1,79	1
0,05	1,14	4
0,26	1,68	1
0,65	0,71	1
0,70	0,68	4
0,74	0,66	2
1,03	0,51	1
1,18	0,59	4
1,22	0,61	2
2,32	1,16	1

T-juna 1935

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,00	2,29	1
0,00	1,54	2
0,00	2,29	1
0,01	0,29	1
0,19	0,37	1
0,28	0,33	6
0,29	0,32	7
0,44	1,27	1
0,76	0,90	16
0,80	0,88	17
0,81	0,88	1
1,05	1,03	1
1,56	0,78	1

Teräksen jännitykset

H-juna 1935

$\Delta\sigma$	n
0,451	1
0,71	2
0,83	1
1,26	4
6,39	1
15,95	1
17,33	4
18,11	2
25,34	1
29,14	4
30,09	2
57,20	1

T-juna 1935

$\Delta\sigma$	n
0,01	1
0,07	2
0,10	1
0,27	1
4,57	1
6,82	6
7,20	7
10,93	1
18,75	16
19,81	17
19,92	1
25,96	1
38,39	1

Tässä on laskettu henkilö- ja tavarajunien määrä yhden vuoden aikana, jotta voidaan laskea yhden vuoden mitoituskertymä

Liikennemäärä vuodessa yhteensä [t/v] **1,50E+06**

Henkilöjunat

[kpl/25v]	[kN/kpl]	[t/kpl]	[kpl/25v]	[kpl/v]
59266	2469	252	50366	2015

Tavarajunat

[kpl/25v]	[kN/kpl]	[t/kpl]	[kpl/25v]	[kpl/v]
52321	5474	558	44464	1779

Lasketaan betonin vauriosumma yhden vuoden mitoituskertymän perusteellaOman painon aiheuttama jännitys [N/mm²]: σ_g 3,74Väsymisluku [N/mm²]: $f_{cd,fat}$ 9,29Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$ Keskimääräinen jännitys: $\sigma_{mean} = \sigma_{mean}$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Pienin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,min} = \sigma_g + \sigma_{mean} - 0,5 * \Delta\sigma$ Suurin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,max} = \sigma_g + \sigma_{mean} + 0,5 * \Delta\sigma$ Puristusjännitysvaihtelun minimitaso: $E_{cd,min} = \sigma_{cd,min} / f_{cd,fat}$ Puristusjännitysvaihtelun maksimitaso: $E_{cd,max} = \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat}$ Jännityssuhde: $R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$ Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = 10^{14} * [(1 - E_{cd,max}) / (1 - R)]$ Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n	$\sigma_{cd,min}$	$\sigma_{cd,max}$	$E_{cd,min}$	$E_{cd,max}$	R	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,00	2,29	1779	6,03	6,03	0,65	0,65	1,00	Näissä N on liian suuri		
0,00	1,54	3557	5,28	5,29	0,57	0,57	1,00	2,51E+269	1,42E-266	1,42E-266
0,00	2,29	1779	6,03	6,03	0,65	0,65	1,00	8,03E+193	2,21E-191	2,21E-191
0,01	0,29	1779	4,03	4,04	0,43	0,43	1,00	1,18E+152	1,50E-149	1,50E-149
0,02	1,77	2015	5,50	5,52	0,59	0,59	1,00	4,59E+98	4,39E-96	4,39E-96
0,03	1,19	4029	4,92	4,95	0,53	0,53	0,99	3,29E+85	1,23E-82	1,23E-82
0,03	1,79	2015	5,52	5,55	0,59	0,60	0,99	1,22E+72	1,66E-69	1,66E-69
0,05	1,14	8059	4,86	4,91	0,52	0,53	0,99	3,89E+64	2,07E-61	2,07E-61
0,19	0,37	1779	4,02	4,21	0,43	0,45	0,96	2,99E+36	5,96E-34	5,96E-34
0,26	1,68	2015	5,30	5,56	0,57	0,60	0,95	1,07E+26	1,89E-23	1,89E-23
0,28	0,33	10671	3,93	4,21	0,42	0,45	0,93	7,14E+29	1,49E-26	1,89E-23
0,29	0,32	12450	3,92	4,21	0,42	0,45	0,93	1,10E+29	1,13E-25	1,90E-23
0,44	1,27	1779	4,79	5,23	0,52	0,56	0,92	9,90E+20	1,80E-18	1,80E-18
0,65	0,71	2015	4,12	4,77	0,44	0,51	0,86	3,00E+18	6,71E-16	6,72E-16
0,70	0,68	8059	4,07	4,77	0,44	0,51	0,85	5,35E+17	1,51E-14	1,57E-14
0,74	0,66	4029	4,04	4,77	0,43	0,51	0,85	2,21E+17	1,83E-14	3,40E-14
0,76	0,90	28457	4,26	5,03	0,46	0,54	0,85	3,23E+16	8,82E-13	9,16E-13
0,80	0,88	30235	4,22	5,03	0,45	0,54	0,84	1,15E+16	2,64E-12	3,55E-12
0,81	0,88	1779	4,22	5,03	0,45	0,54	0,84	1,03E+16	1,72E-13	3,72E-12
1,03	0,51	2015	3,74	4,77	0,40	0,51	0,78	4,58E+14	4,40E-12	8,12E-12
1,05	1,03	1779	4,25	5,30	0,46	0,57	0,80	3,01E+13	5,91E-11	6,72E-11
1,18	0,59	8059	3,74	4,93	0,40	0,53	0,76	2,62E+13	3,07E-10	3,74E-10
1,22	0,61	4029	3,74	4,96	0,40	0,53	0,75	1,38E+13	2,92E-10	6,67E-10
1,56	0,78	1779	3,74	5,30	0,40	0,57	0,71	1,21E+11	1,47E-08	1,54E-08
2,32	1,16	2015	3,74	6,07	0,40	0,65	0,62	7,10E+07	2,84E-05	2,84E-05

Vauriosumma yhdessä vuodessa on**2,84E-05****Vauriosumma 100 vuodessa on****2,84E-03****Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)****35221 vuotta**

Lasketaan terästen vauriosumma yhden vuoden mitoituskertymän perusteella

Betonin mitoituskertymästä voidaan laskea myös teräksen mitoituskertymä

kaavalla $\sigma_s = (\sigma_c/2) \cdot (k_x/\rho)$,

missä	σ_s		teräksen jännitys
	σ_c		betonin jännitys
	k_x	on	0,214 (puristuspinnan suhteellinen korkeus)
	ρ	on	0,434 % (raudoitussuhde)

S-N-käyrä: SFS-EN 1992-1-1, taulukko 6.3N

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	5
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	9
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	162,5
Vakio C_1	$1,13E+17$
Vakio C_2	$7,9E+25$

Seuraavassa taulukossa olevat arvot

Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^k$

Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,01	1779	$8,51E+44$	$2,09E-42$	$2,09E-42$
0,07	3557	$3,66E+36$	$9,71E-34$	$9,71E-34$
0,10	1779	$1,24E+35$	$1,43E-32$	$1,53E-32$
0,27	1779	$1,06E+31$	$1,68E-28$	$1,68E-28$
0,45	2015	$1,03E+29$	$1,95E-26$	$1,97E-26$
0,71	4029	$1,66E+27$	$2,42E-24$	$2,44E-24$
0,83	2015	$4,04E+26$	$4,99E-24$	$7,43E-24$
1,26	8059	$9,76E+24$	$8,26E-22$	$8,33E-22$
4,57	1779	$9,14E+19$	$1,95E-17$	$1,95E-17$
6,39	2015	$4,42E+18$	$4,56E-16$	$4,75E-16$
6,82	10671	$2,48E+18$	$4,30E-15$	$4,77E-15$
7,20	12450	$1,51E+18$	$8,24E-15$	$1,30E-14$
10,93	1779	$3,56E+16$	$5,00E-14$	$6,30E-14$
15,95	2015	$1,18E+15$	$1,71E-12$	$1,77E-12$
17,33	8059	$5,60E+14$	$1,44E-11$	$1,62E-11$
18,11	4029	$3,77E+14$	$1,07E-11$	$2,68E-11$

18,75	28457	2,76E+14	1,03E-10	1,30E-10
19,81	30235	1,68E+14	1,80E-10	3,10E-10
19,92	1779	1,60E+14	1,11E-11	3,21E-10
25,34	2015	1,83E+13	1,10E-10	4,31E-10
25,96	1779	1,48E+13	1,20E-10	5,51E-10
29,14	8059	5,22E+12	1,54E-09	2,09E-09
30,09	4029	3,91E+12	1,03E-09	3,12E-09
38,39	1779	4,36E+11	4,08E-09	7,20E-09
57,20	2015	1,20E+10	1,67E-07	1,74E-07

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	1,74E-07
Vauriosumma 100 vuodessa on	1,74E-05
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	5,73E+06 vuotta

S-N-käyrä: SFS 1268

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	4,375
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	25
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	200,00
Vakio C_1	1,167E+16
Vakio C_2	3,355E+63

Seuraavassa taulukossa olevat arvotJännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$ Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^k$ Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,01	1779	2,47E+116	7,2E-114	7,20E-114
0,07	3557	1,43E+93	2,49E-90	2,49E-90
0,10	1779	1,18E+89	1,50E-86	1,50E-86
0,27	1779	5,89E+77	3,02E-75	3,02E-75
0,45	2015	1,51E+72	1,33E-69	1,33E-69
0,71	4029	1,59E+67	2,53E-64	2,53E-64
0,83	2015	3,12E+65	6,47E-63	6,72E-63
1,26	8059	1,01E+61	8,01E-58	8,01E-58
4,57	1779	1,08E+47	1,64E-44	1,64E-44
6,39	2015	2,40E+43	8,40E-41	8,40E-41
6,82	10671	4,84E+42	2,20E-39	2,29E-39
7,20	12450	1,22E+42	1,02E-38	1,25E-38
10,93	1779	3,65E+37	4,87E-35	4,87E-35
15,95	2015	2,84E+33	7,09E-31	7,09E-31
17,33	8059	3,59E+32	2,25E-29	2,32E-29
18,11	4029	1,20E+32	3,36E-29	5,68E-29
18,75	28457	5,03E+31	5,66E-28	6,22E-28
19,81	30235	1,27E+31	2,39E-27	3,01E-27
19,92	1779	1,10E+31	1,62E-28	3,17E-27
25,34	2015	2,69E+28	7,50E-26	7,81E-26
25,96	1779	1,48E+28	1,20E-25	1,98E-25
29,14	8059	8,23E+26	9,79E-24	9,99E-24
30,09	4029	3,69E+26	1,09E-23	2,09E-23
38,39	1779	8,32E+23	2,14E-21	2,16E-21
57,20	2015	3,89E+19	5,17E-17	5,17E-17

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	5,17E-17
Vauriosumma 100 vuodessa on	5,17E-15
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	1,933E+16

Rainflow-menetelmällä laskettu mitoituskertymä yksittäisestä henkilöjunan (H-juna) tai tavarajunan (T-juna) ylityksestä. Junina on käytetty diplomityön liitteen 3 ominaisjunia aikakaudelta 1948-1972. Liikennemäärä on RSO 9:n mukainen. Henkilöjunien ja tavarajunien suhde on selvitetty lähteestä Roos, V. Rautatiesillan väsytykestävyyden laskeminen.

Betonin jännitykset

H-juna 1960

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,00	1,56	1
0,00	2,41	1
0,00	2,41	2
0,00	2,41	1
0,00	1,56	1
0,00	1,35	1
0,02	2,40	1
0,03	2,43	1
0,06	1,27	6
0,09	1,22	4
0,39	1,43	1
0,70	0,70	2
0,70	0,70	2
0,76	0,94	1
0,80	0,88	1
0,83	0,90	1
1,28	0,64	3
1,32	0,66	4
2,54	1,27	1

T-juna 1960

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,00	1,74	1
0,00	2,70	2
0,00	1,78	4
0,00	2,70	1
0,00	2,70	2
0,00	2,70	2
0,00	0,06	5
0,00	1,74	1
0,00	2,70	2
0,00	0,07	6
0,01	0,16	12
0,01	0,19	12
0,02	0,41	1
0,04	2,69	1
0,16	0,48	1
0,17	0,48	1
0,29	0,41	9
0,31	0,40	1
0,49	0,31	6
0,51	0,30	4
0,61	1,50	1
0,79	1,12	23
0,88	1,08	1
0,88	1,08	1
1,11	1,24	1
1,34	0,85	13
1,38	0,83	12
1,74	0,92	1
1,79	0,90	2
2,71	1,35	1

Teräksen jännitykset

H-juna 1960

$\Delta\sigma$	n
0,01	1
0,02	1
0,03	2
0,04	1
0,06	1
0,12	1
0,42	1
0,83	1
1,40	6
2,17	4
9,70	1
17,34	2
17,35	2
18,60	1
19,64	1
20,55	1
31,53	3
32,43	4
62,50	1

T-juna 1960

$\Delta\sigma$	n
0,01	1
0,01	2
0,01	4
0,04	1
0,04	2
0,06	2
0,07	5
0,07	1
0,09	2
0,10	6
0,18	12
0,28	12
0,41	1
0,89	1
3,85	1
4,07	1
7,15	9
7,67	1
12,12	6
12,48	4
14,98	1
19,48	23
21,61	1
21,63	1
27,32	1
33,02	13
33,98	12
42,92	1
44,19	2
66,66	1

Tässä on laskettu henkilö- ja tavarajunien määrä yhden vuoden aikana, jotta voidaan laskea yhden vuoden mitoituskertymä

Liikennemäärä vuodessa yhteensä [t/v] 3,00E+06

Henkilöjunat

[kpl/25v]	[kN/kpl]	[t/kpl]	[kpl/25v]	[kpl/v]
127860	3192	325	59289	2372

Tavarajunat

[kpl/25v]	[kN/kpl]	[t/kpl]	[kpl/25v]	[kpl/v]
124552	9458	964	57755	2310

Lasketaan betonin vauriosumma yhden vuoden mitoituskertymän perusteella

Oman painon aiheuttama jännitys [N/mm²]: σ_g 3,74
 Väsymislujuus [N/mm²]: $f_{cd,fat}$ 9,29
 Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$
 Keskimääräinen jännitys: $\sigma_{mean} = \sigma_{mean}$
 Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n
 Pienin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,min} = \sigma_g + \sigma_{mean} - 0,5 * \Delta\sigma$
 Suurin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,max} = \sigma_g + \sigma_{mean} + 0,5 * \Delta\sigma$
 Puristusjännitysvaihtelun minimitaso: $E_{cd,min} = \sigma_{cd,min} / f_{cd,fat}$
 Puristusjännitysvaihtelun maksimitaso: $E_{cd,max} = \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat}$
 Jännityssuhde: $R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$
 Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = 10^{14} * [(1 - E_{cd,max}) / (1 - R)]$
 Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n	$\sigma_{cd,min}$	$\sigma_{cd,max}$	$E_{cd,min}$	$E_{cd,max}$	R	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,00	1,56	2372	5,31	5,31	0,57	0,57	1,00			
0,00	1,74	2310	5,48	5,48	0,59	0,59	1,00			
0,00	2,70	4620	6,45	6,45	0,69	0,69	1,00			
0,00	1,78	9241	5,52	5,52	0,59	0,59	1,00			
0,00	2,41	2372	6,15	6,15	0,66	0,66	1,00	Näissä N on liian suuri Excelille		
0,00	2,41	4743	6,15	6,15	0,66	0,66	1,00			
0,00	2,70	2310	6,45	6,45	0,69	0,69	1,00			
0,00	2,70	4620	6,44	6,45	0,69	0,69	1,00			
0,00	2,41	2372	6,15	6,15	0,66	0,66	1,00			
0,00	2,70	4620	6,44	6,45	0,69	0,69	1,00			
0,00	1,56	2372	5,31	5,31	0,57	0,57	1,00	1,21E+269	1,97E-266	1,97E-266
0,00	0,06	11551	3,80	3,80	0,41	0,41	1,00			1,97E-266
0,00	1,74	2310	5,48	5,48	0,59	0,59	1,00	1,48E+248	1,56E-245	1,56E-245
0,00	2,70	4620	6,44	6,45	0,69	0,69	1,00	2,75E+181	1,68E-178	1,68E-178
0,00	0,07	13861	3,81	3,81	0,41	0,41	1,00	3,83E+248	3,62E-245	1,68E-178
0,00	1,35	2372	5,09	5,10	0,55	0,55	1,00	1,24E+207	1,91E-204	1,68E-178
0,01	0,16	27722	3,90	3,90	0,42	0,42	1,00	3,09E+188	8,98E-185	1,68E-178
0,01	0,19	27722	3,92	3,93	0,42	0,42	1,00	4,16E+149	6,66E-146	6,66E-146
0,02	0,41	2310	4,15	4,16	0,45	0,45	1,00	3,80E+121	6,08E-119	6,08E-119
0,02	2,40	2372	6,14	6,16	0,66	0,66	1,00	1,65E+89	1,43E-86	1,43E-86
0,03	2,43	2372	6,15	6,19	0,66	0,67	0,99	1,93E+63	1,23E-60	1,23E-60
0,04	2,69	2310	6,41	6,45	0,69	0,69	0,99	2,30E+57	1,01E-54	1,01E-54
0,06	1,27	14229	4,99	5,05	0,54	0,54	0,99	1,45E+60	9,78E-57	1,02E-54
0,09	1,22	9486	4,92	5,01	0,53	0,54	0,98	4,81E+48	1,97E-45	1,97E-45
0,16	0,48	2310	4,14	4,30	0,45	0,46	0,96	2,86E+39	8,08E-37	8,08E-37
0,17	0,48	2310	4,14	4,30	0,45	0,46	0,96	2,34E+38	9,85E-36	1,07E-35
0,29	0,41	20792	4,01	4,30	0,43	0,46	0,93	8,46E+28	2,46E-25	2,46E-25
0,31	0,40	2310	3,99	4,30	0,43	0,46	0,93	8,71E+27	2,65E-25	5,11E-25
0,39	1,43	2372	4,98	5,37	0,54	0,58	0,93	6,50E+21	3,65E-19	3,65E-19
0,49	0,31	13861	3,81	4,30	0,41	0,46	0,89	1,67E+22	8,31E-19	1,20E-18
0,51	0,30	9241	3,79	4,30	0,41	0,46	0,88	8,01E+21	1,15E-18	2,35E-18

Liite 4 (76/134)

0,61	1,50	2310	4,94	5,55	0,53	0,60	0,89	1,05E+17	2,20E-14	2,20E-14
0,70	0,70	4743	4,09	4,79	0,44	0,52	0,85	4,79E+17	9,90E-15	3,19E-14
0,70	0,70	4743	4,09	4,79	0,44	0,52	0,85	4,74E+17	1,00E-14	4,19E-14
0,76	0,94	2372	4,30	5,06	0,46	0,54	0,85	3,14E+16	7,54E-14	1,17E-13
0,79	1,12	53135	4,47	5,26	0,48	0,57	0,85	4,47E+15	1,19E-11	1,20E-11
0,80	0,88	2372	4,23	5,02	0,45	0,54	0,84	1,37E+16	1,74E-13	1,22E-11
0,83	0,90	2372	4,23	5,06	0,45	0,54	0,84	4,98E+15	4,76E-13	1,27E-11
0,88	1,08	2310	4,39	5,26	0,47	0,57	0,83	7,27E+14	3,18E-12	1,58E-11
0,88	1,08	2310	4,38	5,26	0,47	0,57	0,83	7,13E+14	3,24E-12	1,91E-11
1,11	1,24	2310	4,43	5,54	0,48	0,60	0,80	4,30E+12	5,38E-10	5,57E-10
1,28	0,64	7115	3,74	5,02	0,40	0,54	0,75	5,45E+12	1,30E-09	1,86E-09
1,32	0,66	9486	3,74	5,06	0,40	0,54	0,74	3,13E+12	3,03E-09	4,90E-09
1,34	0,85	30033	3,92	5,26	0,42	0,57	0,75	1,05E+12	2,85E-08	3,34E-08
1,38	0,83	27722	3,88	5,26	0,42	0,57	0,74	7,08E+11	3,91E-08	7,26E-08
1,74	0,92	2310	3,79	5,54	0,41	0,60	0,69	1,20E+10	1,92E-07	2,65E-07
1,79	0,90	4620	3,74	5,54	0,40	0,60	0,68	8,58E+09	5,39E-07	8,04E-07
2,54	1,27	2372	3,74	6,28	0,40	0,68	0,60	1,36E+07	1,75E-04	1,75E-04
2,71	1,35	2310	3,74	6,45	0,40	0,69	0,58	4,03E+06	5,73E-04	7,48E-04

Vauriosumma yhdessä vuodessa on

7,48E-04

Vauriosumma 100 vuodessa on

7,48E-02

Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)

1337 vuotta

Lasketaan terästen vauriosumma yhden vuoden mitoituskertymän perusteella

Betonin mitoituskertymästä voidaan laskea myös teräksen mitoituskertymä

kaavalla $\sigma_s = (\sigma_c/2) * (k_x/\rho)$,

missä	σ_s	teräksen jännitys
	σ_c	betonin jännitys
	k_x on	0,214 (puristuspuunnan suhteellinen korkeus)
	ρ on	0,434 % (raudoitussuhde)

S-N-käyrä: SFS-EN 1992-1-1, taulukko 6.3N

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	5
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	9
VäsymiskestävyyS $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	162,5
Vakio C_1	1,13E+17
Vakio C_2	7,9E+25

Seuraavassa taulukossa olevat arvot

Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^k$

Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,01	2372	2,62E+46	9,06E-44	9,06E-44
0,01	2310	1,02E+46	2,27E-43	3,17E-43
0,01	4620	2,46E+44	1,88E-41	1,91E-41
0,01	9241	4,92E+43	1,88E-40	2,07E-40
0,02	2372	3,52E+41	6,75E-39	6,95E-39
0,03	4743	5,28E+39	8,99E-37	9,05E-37
0,04	2310	1,77E+38	1,30E-35	1,39E-35
0,04	4620	1,68E+38	2,75E-35	4,15E-35
0,04	2372	1,15E+38	2,07E-35	6,22E-35
0,06	4620	6,54E+36	7,06E-34	7,68E-34
0,06	2372	3,83E+36	6,20E-34	1,39E-33
0,07	11551	3,58E+36	3,23E-33	4,62E-33
0,07	2310	1,49E+36	1,55E-33	6,17E-33
0,09	4620	2,38E+35	1,94E-32	2,56E-32
0,10	13861	5,79E+34	2,39E-31	2,65E-31
0,12	2372	1,95E+34	1,21E-31	3,87E-31
0,18	27722	4,34E+32	6,39E-29	6,43E-29
0,28	27722	7,02E+30	3,95E-27	4,01E-27
0,41	2310	2,21E+29	1,04E-26	1,44E-26
0,42	2372	1,76E+29	1,35E-26	2,79E-26
0,83	2372	4,14E+26	5,72E-24	5,75E-24
0,89	2310	2,37E+26	9,76E-24	1,55E-23
1,40	14229	3,72E+24	3,83E-21	3,84E-21
2,17	9486	7,55E+22	1,26E-19	1,29E-19
3,85	2310	4,30E+20	5,38E-18	5,51E-18

Liite 4 (78/134)

4,07	2310	2,60E+20	8,89E-18	1,44E-17
7,15	20792	1,61E+18	1,29E-14	1,29E-14
7,67	2310	8,61E+17	2,68E-15	1,56E-14
9,70	2372	1,04E+17	2,27E-14	3,84E-14
12,12	13861	1,40E+16	9,92E-13	1,03E-12
12,48	9241	1,08E+16	8,58E-13	1,89E-12
14,98	2310	2,08E+15	1,11E-12	3,00E-12
17,34	4743	5,57E+14	8,51E-12	1,15E-11
17,35	4743	5,55E+14	8,55E-12	2,01E-11
18,60	2372	2,96E+14	8,01E-12	2,81E-11
19,48	53135	1,95E+14	2,72E-10	3,00E-10
19,64	2372	1,81E+14	1,31E-11	3,13E-10
20,55	2372	1,21E+14	1,96E-11	3,33E-10
21,61	2310	7,70E+13	3,00E-11	3,63E-10
21,63	2310	7,62E+13	3,03E-11	3,93E-10
27,32	2310	9,31E+12	2,48E-10	6,41E-10
31,53	7115	2,57E+12	2,77E-09	3,41E-09
32,43	9486	1,99E+12	4,76E-09	8,18E-09
33,02	30033	1,70E+12	1,77E-08	2,59E-08
33,98	27722	1,31E+12	2,12E-08	4,71E-08
42,92	2310	1,60E+11	1,45E-08	6,15E-08
44,19	4620	1,23E+11	3,76E-08	9,91E-08
62,50	2372	5,43E+09	4,37E-07	5,36E-07
66,66	2310	3,04E+09	7,60E-07	1,30E-06

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	1,30E-06
Vauriosumma 100 vuodessa on	1,30E-04
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	7,71E+05 vuotta

S-N-käyrä: SFS 1268

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	4,375
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	25
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	200,00
Vakio C_1	1,167E+16
Vakio C_2	3,355E+63

Seuraavassa taulukossa olevat arvot

Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^k$

Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,01	2372	3,36E+120	7,05E-118	7,05E-118
0,01	2310	2,44E+119	9,46E-117	1,02E-116
0,01	4620	7,83E+114	5,90E-112	5,90E-112
0,01	9241	9,00E+112	1,03E-109	1,03E-109
0,02	2372	9,85E+106	2,41E-104	2,41E-104
0,03	4743	8,48E+101	5,60E-99	5,60E-99
0,04	2310	6,83E+97	3,38E-95	3,38E-95
0,04	4620	5,87E+97	7,87E-95	1,13E-94
0,04	2372	2,03E+97	1,17E-94	2,30E-94
0,06	4620	7,14E+93	6,47E-91	6,48E-91
0,06	2372	1,61E+93	1,47E-90	2,12E-90
0,07	11551	1,33E+93	8,66E-90	1,08E-89
0,07	2310	1,17E+92	1,98E-89	3,05E-89
0,09	4620	7,15E+89	6,46E-87	6,49E-87
0,10	13861	1,41E+88	9,80E-85	9,87E-85
0,12	2372	6,91E+86	3,43E-84	4,42E-84
0,18	27722	1,77E+82	1,57E-78	1,57E-78
0,28	27722	1,87E+77	1,48E-73	1,48E-73
0,41	2310	1,27E+73	1,83E-70	1,83E-70
0,42	2372	6,71E+72	3,54E-70	5,36E-70
0,83	2372	3,35E+65	7,08E-63	7,08E-63
0,89	2310	7,06E+64	3,27E-62	3,98E-62
1,40	14229	6,91E+59	2,06E-56	2,06E-56
2,17	9486	1,37E+55	6,91E-52	6,91E-52
3,85	2310	7,98E+48	2,89E-46	2,89E-46
4,07	2310	1,98E+48	1,17E-45	1,46E-45
7,15	20792	1,45E+42	1,43E-38	1,43E-38
7,67	2310	2,56E+41	9,03E-39	2,34E-38
9,70	2372	7,25E+38	3,27E-36	3,29E-36
12,12	13861	2,73E+36	5,08E-33	5,09E-33
12,48	9241	1,32E+36	6,97E-33	1,21E-32
14,98	2310	1,37E+34	1,68E-31	1,80E-31
17,34	4743	3,54E+32	1,34E-29	1,36E-29

Liite 4 (80/134)

17,35	4743	3,50E+32	1,36E-29	2,71E-29
18,60	2372	6,11E+31	3,88E-29	6,60E-29
19,48	53135	1,92E+31	2,76E-27	2,83E-27
19,64	2372	1,57E+31	1,51E-28	2,98E-27
20,55	2372	5,09E+30	4,66E-28	3,45E-27
21,61	2310	1,45E+30	1,59E-27	5,04E-27
21,63	2310	1,41E+30	1,64E-27	6,68E-27
27,32	2310	4,10E+27	5,63E-25	5,70E-25
31,53	7115	1,15E+26	6,21E-23	6,27E-23
32,43	9486	5,65E+25	1,68E-22	2,31E-22
33,02	30033	3,61E+25	8,31E-22	1,06E-21
33,98	27722	1,76E+25	1,58E-21	2,64E-21
42,92	2310	5,12E+22	4,51E-20	4,78E-20
44,19	4620	2,47E+22	1,87E-19	2,35E-19
62,50	2372	4,25E+18	5,58E-16	5,58E-16
66,66	2310	8,48E+17	2,72E-15	3,28E-15

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	3,28E-15
Vauriosumma 100 vuodessa on	3,28E-13
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	3,046E+14

Rainflow-menetelmällä laskettu mitoituskertymä yksittäisestä henkilöjunan (H-juna) tai tavarajunan (T-juna) ylityksestä. Junina on käytetty diplomityön liitteen 3 ominaisjunia aikakaudelta 1973-1997. Liikennemäärä on RSO 9:n mukainen. Henkilöjunien ja tavarajunien suhde on selvitetty lähteestä Roos, V. Rautatiesillan väsytykestävyyden laskeminen.

Betonin jännitykset

H-juna 1985

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,01	0,37	2
0,01	0,27	3
0,09	1,93	12
0,13	1,24	4
0,28	2,63	2
0,95	0,84	2
0,98	0,83	2
1,74	1,12	3
1,90	1,04	1
1,99	0,99	8
2,79	1,40	2

T-juna 1985

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n
0,01	0,67	1
0,01	0,51	1
0,01	0,27	1
0,30	0,78	1
0,38	0,74	1
0,47	0,54	1
0,50	0,73	1
0,52	0,67	1
0,66	0,65	1
0,75	0,40	7
0,77	0,39	6
0,93	0,46	1
0,98	0,49	2
1,89	2,46	3
1,98	1,24	1
2,15	1,15	15
2,17	2,14	3
2,23	1,11	16
3,23	1,61	5
3,41	1,70	5
4,19	2,09	2

Teräksen jännitykset

H-juna 1985

$\Delta\sigma$	n
0,23	2
0,29	3
2,12	12
3,23	4
6,84	2
23,28	2
24,18	2
42,92	3
46,70	1
49,01	8
68,82	2

T-juna 1985

$\Delta\sigma$	n
0,13	1
0,18	1
0,22	1
7,35	1
9,25	1
11,69	1
12,20	1
12,69	1
16,17	1
18,38	7
19,08	6
22,88	1
24,08	2
46,55	3
48,76	1
52,84	15
53,37	3
54,86	16
79,48	5
83,89	5
103,12	2

Tässä on laskettu henkilö- ja tavarajunien määrä yhden vuoden aikana, jotta voidaan laskea yhden vuoden mitoituskertymä

Liikennemäärä vuodessa yhteensä [t/v]

8,50E+06

Henkilöjunat

[kpl/25v]	[kN/kpl]	[t/kpl]	[kpl/25v]	[kpl/v]
160484	5040	514	112929	4517

Tavarajunat

[kpl/25v]	[kN/kpl]	[t/kpl]	[kpl/25v]	[kpl/v]
141470	15216	1552	99550	3982

Lasketaan betonin vauriosumma yhden vuoden mitoituskertymän perusteella

Oman painon aiheuttama jännitys [N/mm²]: σ_g 3,74
 Väsymislujuus [N/mm²]: $f_{cd,fat}$ 9,29
 Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$
 Keskimääräinen jännitys: $\sigma_{mean} = \sigma_{mean}$
 Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n
 Pienin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,min} = \sigma_g + \sigma_{mean} - 0,5 \cdot \Delta\sigma$
 Suurin jännitys jakson aikana: $\sigma_{cd,max} = \sigma_g + \sigma_{mean} + 0,5 \cdot \Delta\sigma$
 Puristusjännitysvaihtelun minimitaso: $E_{cd,min} = \sigma_{cd,min} / f_{cd,fat}$
 Puristusjännitysvaihtelun maksimitaso: $E_{cd,max} = \sigma_{cd,max} / f_{cd,fat}$
 Jännityssuhde: $R = E_{cd,min} / E_{cd,max}$
 Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = 10^{\{14 \cdot [(1 - E_{cd,max}) / (V(1 - R))]\}}$
 Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	σ_{mean}	n	$\sigma_{cd,min}$	$\sigma_{cd,max}$	$E_{cd,min}$	$E_{cd,max}$	R	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,01	0,67	3982	4,41	4,42	0,48	0,48	1,00	6,74E+215	5,91E-213	5,91E-213
0,01	0,51	3982	4,25	4,26	0,46	0,46	1,00	4,48E+180	8,88E-178	8,88E-178
0,01	0,27	3982	4,01	4,02	0,43	0,43	1,00	9,14E+167	4,36E-165	4,36E-165
0,01	0,37	9034	4,10	4,11	0,44	0,44	1,00	1,09E+164	8,30E-161	8,30E-161
0,01	0,27	13552	4,00	4,01	0,43	0,43	1,00	2,49E+147	5,43E-144	5,43E-144
0,09	1,93	54206	5,62	5,71	0,61	0,61	0,98	7,96E+43	6,81E-40	6,81E-40
0,13	1,24	18069	4,92	5,05	0,53	0,54	0,97	4,78E+39	3,78E-36	3,78E-36
0,28	2,63	9034	6,23	6,51	0,67	0,70	0,96	1,87E+20	4,84E-17	4,84E-17
0,30	0,78	3982	4,37	4,67	0,47	0,50	0,94	3,42E+27	1,16E-24	4,84E-17
0,38	0,74	3982	4,30	4,67	0,46	0,50	0,92	3,51E+24	1,13E-21	4,84E-17
0,47	0,54	3982	4,04	4,52	0,44	0,49	0,89	1,54E+22	2,58E-19	4,86E-17
0,50	0,73	3982	4,22	4,72	0,45	0,51	0,90	1,79E+21	2,23E-18	5,09E-17
0,52	0,67	3982	4,16	4,67	0,45	0,50	0,89	8,92E+20	4,47E-18	5,53E-17
0,66	0,65	3982	4,06	4,72	0,44	0,51	0,86	2,89E+18	1,38E-15	1,43E-15
0,75	0,40	27874	3,77	4,52	0,41	0,49	0,83	4,93E+17	5,65E-14	5,79E-14
0,77	0,39	23892	3,74	4,52	0,40	0,49	0,83	2,32E+17	1,03E-13	1,61E-13
0,93	0,46	3982	3,74	4,67	0,40	0,50	0,80	4,03E+15	9,88E-13	1,15E-12
0,95	0,84	9034	4,11	5,06	0,44	0,54	0,81	5,57E+14	1,62E-11	1,74E-11
0,98	0,49	7964	3,74	4,72	0,40	0,51	0,79	1,34E+15	5,93E-12	2,33E-11
0,98	0,83	9034	4,08	5,06	0,44	0,54	0,81	2,95E+14	3,06E-11	5,39E-11
1,74	1,12	13552	3,99	5,73	0,43	0,62	0,70	5,27E+09	2,57E-06	2,57E-06
1,89	2,46	11946	5,26	7,15	0,57	0,77	0,74	1,87E+06	6,38E-03	6,38E-03
1,90	1,04	4517	3,84	5,73	0,41	0,62	0,67	2,09E+09	2,16E-06	6,38E-03
1,98	1,24	3982	3,99	5,97	0,43	0,64	0,67	4,85E+08	8,20E-06	6,39E-03
1,99	0,99	36137	3,74	5,73	0,40	0,62	0,65	1,25E+09	2,89E-05	6,42E-03
2,15	1,15	59730	3,82	5,97	0,41	0,64	0,64	2,21E+08	2,71E-04	6,69E-03
2,17	2,14	11946	4,80	6,97	0,52	0,75	0,69	1,86E+06	6,43E-03	1,31E-02
2,23	1,11	63712	3,74	5,97	0,40	0,64	0,63	1,54E+08	4,13E-04	1,35E-02

2,79	1,40	9034	3,74	6,54	0,40	0,70	0,57	2,21E+06	4,09E-03	1,76E-02
3,23	1,61	19910	3,74	6,97	0,40	0,75	0,54	1,37E+05	1,45E-01	1,63E-01
3,41	1,70	19910	3,74	7,15	0,40	0,77	0,52	4,70E+04	4,23E-01	5,86E-01
4,19	2,09	7964	3,74	7,93	0,40	0,85	0,47	6,59E+02	1,21E+01	1,27E+01

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	13
Vauriosumma 100 vuodessa on	1267
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	0,079 vuotta

Lasketaan terästen vauriosumma yhden vuoden mitoituskertymän perusteella

Betonin mitoituskertymästä voidaan laskea myös teräksen mitoituskertymä

kaavalla $\sigma_s = (\sigma_c/2) \cdot (k_x/\rho)$,

missä	σ_s		teräksen jännitys
	σ_c		betonin jännitys
	k_x	on	0,214 (puristuspinnan suhteellinen korkeus)
	ρ	on	0,434 % (raudoitussuhde)

S-N-käyrä: SFS-EN 1992-1-1, taulukko 6.3N

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	5
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	9
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	162,5
Vakio C_1	1,13E+17
Vakio C_2	7,9E+25

Seuraavassa taulukossa olevat arvot

Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^k$

Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,13	3982	9,96E+33	4,00E-31	4,00E-31
0,18	3982	3,16E+32	1,26E-29	1,30E-29
0,22	3982	6,17E+31	6,46E-29	7,76E-29
0,23	9034	4,54E+31	1,99E-28	2,76E-28
0,29	13552	5,87E+30	2,31E-27	2,58E-27
2,12	54206	9,05E+22	5,99E-19	5,99E-19
3,23	18069	2,08E+21	8,67E-18	9,27E-18
6,84	9034	2,40E+18	3,77E-15	3,78E-15
7,35	3982	1,26E+18	3,15E-15	6,93E-15
9,25	3982	1,60E+17	2,49E-14	3,19E-14
11,69	3982	1,94E+16	2,05E-13	2,37E-13
12,20	3982	1,32E+16	3,03E-13	5,39E-13
12,69	3982	9,23E+15	4,32E-13	9,71E-13
16,17	3982	1,04E+15	3,81E-12	4,78E-12
18,38	27874	3,30E+14	8,45E-11	8,93E-11
19,08	23892	2,36E+14	1,01E-10	1,91E-10
22,88	3982	4,60E+13	8,66E-11	2,77E-10
23,28	9034	3,93E+13	2,30E-10	5,07E-10
24,08	7964	2,90E+13	2,75E-10	7,82E-10
24,18	9034	2,80E+13	3,23E-10	1,10E-09
42,92	13552	1,60E+11	8,48E-08	8,59E-08
46,55	11946	7,70E+10	1,55E-07	2,41E-07
46,70	4517	7,48E+10	6,04E-08	3,01E-07
48,76	3982	5,07E+10	7,85E-08	3,80E-07
49,01	36137	4,85E+10	7,46E-07	1,13E-06

52,84	59730	2,46E+10	2,43E-06	3,55E-06
53,37	11946	2,25E+10	5,31E-07	4,09E-06
54,86	63712	1,76E+10	3,63E-06	7,71E-06
68,82	9034	2,28E+09	3,96E-06	1,17E-05
79,48	19910	6,24E+08	3,19E-05	4,36E-05
83,89	19910	3,84E+08	5,19E-05	9,54E-05
103,12	7964	5,99E+07	1,33E-04	2,28E-04

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	2,28E-04
Vauriosumma 100 vuodessa on	2,28E-02
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	4379,30 vuotta

S-N-käyrä: SFS 1268

JännitysekspONENTTI k_1 , kun $N^* < 10^6$	4,375
JännitysekspONENTTI k_2 , kun $N^* > 10^6$	25
Väsymiskestävyys $\Delta\sigma_{Rsk}$, kun $N^* = 10^6$	200,00
Vakio C_1	1,167E+16
Vakio C_2	3,355E+63

Seuraavassa taulukossa olevat arvot

Jännitysvaihteluväli [N/mm²]: $\Delta\sigma$

Jännitysvaihteluiden lukumäärä vuorokaudessa: n

Vaurioon tarvittava kuormanvaihtoluku: $N = C^* \Delta\sigma^{-k}$

Vauriosumma: $\sum(n/N)$

$\Delta\sigma$	n	N	n/N	$\sum(n/N)$
0,13	3982	1,06E+86	3,741E-83	3,74E-83
0,18	3982	7,35E+81	5,42E-79	5,42E-79
0,22	3982	7,82E+79	5,09E-77	5,14E-77
0,23	9034	3,35E+79	2,70E-76	3,21E-76
0,29	13552	1,14E+77	1,19E-73	1,19E-73
2,12	54206	2,27E+55	2,38E-51	2,38E-51
3,23	18069	6,41E+50	2,82E-47	2,82E-47
6,84	9034	4,39E+42	2,06E-39	2,06E-39
7,35	3982	7,40E+41	5,38E-39	7,44E-39
9,25	3982	2,37E+39	1,68E-36	1,69E-36
11,69	3982	6,82E+36	5,84E-34	5,86E-34
12,20	3982	2,31E+36	1,72E-33	2,31E-33
12,69	3982	8,61E+35	4,62E-33	6,93E-33
16,17	3982	2,03E+33	1,97E-30	1,97E-30
18,38	27874	8,26E+31	3,37E-28	3,39E-28
19,08	23892	3,24E+31	7,38E-28	1,08E-27
22,88	3982	3,46E+29	1,15E-26	1,26E-26
23,28	9034	2,24E+29	4,04E-26	5,30E-26
24,08	7964	9,61E+28	8,29E-26	1,36E-25
24,18	9034	8,71E+28	1,04E-25	2,40E-25
42,92	13552	5,12E+22	2,65E-19	2,65E-19
46,55	11946	6,74E+21	1,77E-18	2,04E-18
46,70	4517	6,20E+21	7,28E-19	2,77E-18
48,76	3982	2,11E+21	1,88E-18	4,65E-18
49,01	36137	1,86E+21	1,94E-17	2,41E-17
52,84	59730	2,82E+20	2,11E-16	2,36E-16

53,37	11946	2,21E+20	5,42E-17	2,90E-16
54,86	63712	1,11E+20	5,75E-16	8,65E-16
68,82	9034	3,83E+17	2,36E-14	2,44E-14
79,48	19910	1,05E+16	1,90E-12	1,93E-12
83,89	19910	2,71E+15	7,35E-12	9,28E-12
103,12	7964	1,56E+13	5,12E-10	5,21E-10

Vauriosumma yhdessä vuodessa on	5,21E-10
Vauriosumma 100 vuodessa on	5,21E-08
Maksimikäyttöikä on (vauriosumma on 1)	1,92E+09

MENETTELYTAPA 5

Tässä menettelytavassa on laskettu sillan ”todellinen” käyttöikä eli on otettu huomioon sillan rakentamisvuosi sekä liikennemäärät ja junat aikakausittain. Vauriokertymä on laskettu betonille ja teräkselle Palmgren–Minerin mallilla.

Materiaaliominaisuudet ja laskentamalli on esitetty edellä.

Toimintaprosessi:

Tässä laskelmassa on käytetty hyväksi edellä laskettuja tuloksia eli aikakausittaiset junat ja liikennemäärät.

Ensin on laskettu yhden vuoden vauriosumman ja liikennemäärän avulla vaurio kutakin vuotta kohden.

Tästä on laskettu kuinka monta vuotta kestää ennen kuin vauriosumma saa arvon 1. Lisäksi on laskettu vauriosumma 100 vuoden kohdalla.

Betonin tarkastelun jälkeen tarkastelu suoritetaan teräkselle. S–N-käyrä on käytetty standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N S–N-käyrää (k_2 on 9).

Tässä on laskettu sillan käyttöikä ja vauriosumma 100 vuodessa "todellisen" liikenteen mukaan. Apuna on käytetty edellisten laskelmien tuloksia.

Sillan kansirakenne on otettu käyttöön vuonna 1959

Teräs SFS-EN 1992-1-1

Aikaväli 1959-1974

Liikennemäärä [t/v]	3,00E+06
Vuodet	16
Vaurio/vuosi	1,30E-06
Vaurio/tonni	4,32E-13
Vaurio 1959-1974	2,07E-05

Aikaväli 1975-1999

Liikennemäärä [t/v]	8,50E+06
Vuodet	25
Vaurio/vuosi	2,28E-04
Vaurio/tonni	2,69E-11
Vaurio 1975-1999	0,0057

Vaurio 1959-1999 0,0057

Aikaväli 2000-2024

Liikennemäärä [t/v]	1,55E+07
Vuodet	25
Vaurio/tonni	5,12E-11
Vaurio 2000-2024	0,0198

Vaurio 1959-2024 0,0256

2025 eteenpäin vuosittain

Liikennemäärä [t/v]	2,50E+07
Vuodet	1
Vaurio/tonni	5,12E-11
Vaurio/vuosi	0,00128

Vauriosumma 100:ssa vuodessa 0,07485

Käyttöikä (teräs) 827

Betoni

Aikaväli 1959-1974

Liikennemäärä [t/v]	3,00E+06
Vuodet	16
Vaurio/vuosi	7,48E-04
Vaurio/tonni	2,49E-10
Vaurio yhteensä	0,012

Aikaväli 1975-1999

Liikennemäärä [t/v]	8,50E+06
Vuodet	25
Vaurio/vuosi	13
Vaurio/tonni	1,49E-06
Vaurio yhteensä	317

Vaurio 1959-1999 317

Aikaväli 2000-2024

Liikennemäärä [t/v]	1,55E+07
Vuodet	25
Vaurio/tonni	3,73E-06
Vaurio yhteensä	1444

Vaurio 1959-2024 1761

2025 eteenpäin vuosittain

Liikennemäärä [t/v]	2,50E+07
Vuodet	1
Vaurio/tonni	3,73E-06
Vaurio/vuosi	93

Vauriosumma 100:ssa vuodessa 5246

Käyttöikä (betoni) 16

MENETTELYTAPA 6: EUROKOODIN YKSINKERTAISET TARKASTUKSET

Voimasuureet

Taivutus

FEM-laskennasta saadut laatan keskipisteen taivutusmomentit

Omista painoista

$$M_g := M_{g,2} \quad M_g = 75.562 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Liikennekuormasta LM71-22,5

$$M_q := M_{q,\max} \quad M_q = 87.352 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Ominaisyhdistelmän taivutusmomentti

$$M_{\max} := M_{g,2} + \Phi \cdot M_{q,\max} \quad M_{\max} = 212.659 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Tavallisen kuormitusyhdistelmän taivutusmomentti

$$\psi_1 := 0.8$$

$$M_{\max,\text{tav}} := M_{g,2} + \Phi \cdot \psi_1 \cdot M_{q,\max} \quad M_{\max,\text{tav}} = 185.239 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Leikkaus (460 mm tuelta)

Pienin leikkausvoima, kun vain omat painot vaikuttavat.

$$V_{\min} := V_{g,2} \quad V_{\min} = 51.869 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suurin leikkausvoima liikennekuormasta

$$V_{q,\max} = 69.704 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ominaisyhdistelmän suurin leikkausvoima

$$V_{\max} := V_{g,\max} + \Phi \cdot V_{q,\max} \quad V_{\max} = 163.316 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tavallisen kuormitusyhdistelmän suurin leikkausvoima

$$V_{\max,\text{tav}} := V_{g,\max} + \psi_1 \cdot \Phi \cdot V_{q,\max} \quad V_{\max,\text{tav}} = 141.436 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Leikkaus (1000 mm tuelta)

Pienin leikkausvoima, kun vain omat painot vaikuttavat.

$$V_{\text{Ed},\min} = 36.184 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suurin leikkausvoima liikennekuormasta

$$V_q = 46.403 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tavallisen kuormitusyhdistelmän suurin leikkausvoima

$$V_{\text{Ed},\max} := V_{\text{Ed},\min} + \psi_1 \cdot \Phi \cdot V_q \quad V_{\text{Ed},\max} = 94.447 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poikkileikkauksen tarkastus taivutuksessa

Taivutetulle rakenteelle käytetään yksinkertaisina ehtoina seuraavia

Teräkselle

$$\gamma_{F.fat} \cdot \Delta\sigma_s < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s.fat}}$$

, missä $\gamma_{F.fat} := 1$, $\gamma_{s.fat} := \gamma_s$ ja $\Delta\sigma_s$ on teräksen jännitysvaihtelu luokitellusta pystykuormasta. $\Delta\sigma_{Rsk}$ on joko 162,5 MPa tai 200 MPa.

Betonille

$$\frac{\sigma_{c.max}}{f_{cd.fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c.min}}{f_{cd.fat}} \leq 0.9$$

, missä $\sigma_{c.max}$ on suurin puristusjännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä ja $\sigma_{c.min}$ on pienin puristus- jännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä

Betonin jännitys

Betonin jännitys momentin funktiona

$$\sigma_c(M) := \frac{M}{0.5 \cdot d^2 \cdot k_X \cdot \left(1 - \frac{k_X}{3}\right)}$$

Teräksen jännitys

Teräksen jännitys momentin funktiona

$$\sigma_s(M) := \frac{M}{A_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{k_X}{3}\right)}$$

Teräksen tarkastus

Teräksen jännitysvaihteluväli luokitellusta pystykuormasta

$$\Delta\sigma_s := \sigma_s(\Phi \cdot M_{q,max})$$

$$\Delta\sigma_s = 167.213 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N S-N-käyrän mukainen tarkastus

$$\gamma_{F.fat} \cdot \Delta\sigma_s = 167.213 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

>

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk.EC}}{\gamma_s} = 137.712$$

**==> TARVITAAN
TARKEMPIA
TARKASTELUJA!**

Standardin SFS 1268 S-N-käyrän mukainen tarkastus

$$\gamma_{F.fat} \cdot \Delta\sigma_s = 167.213 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

<

$$\frac{\Delta\sigma_{Rsk.NA}}{\gamma_s} = 169.492$$

==> OK!

Betonin tarkastus

Betonin väsymislujuus

$$f_{cd.fat} = 9.288 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin pienin puristusjännitys (oma paino)

$$\sigma_{c.min} := \sigma_c(M_{g.2})$$

$$\sigma_{c.min} = 3.742 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin suurin puristusjännitys tavallisella kuormitusyhdistelmällä

$$\sigma_{c.max} := \sigma_c(M_{max.tav})$$

$$\sigma_{c.max} = 9.173 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin kestävyysehto

$$\frac{\sigma_{c.max}}{f_{cd.fat}} = 0.988 > 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c.min}}{f_{cd.fat}} = 0.681 < 0.9$$

**==> TARVITAAN
TARKEMPIA
TARKASTELUJA!**

Poikkileikkauksen tarkastus leikkaukselle (460 mm tuelta)

Leikkausrasitetulle rakenteelle käytetään yksinkertaisina ehtoina seuraavia (diplomityön kohta 3.5.4)

Teräkselle

$$\gamma_{F.fat} \cdot \Delta\sigma_s < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_{s.fat}}$$

, missä $\gamma_{F.fat} := 1$, $\gamma_{s.fat} := \gamma_s$ ja $\Delta\sigma_s$ on teräksen jännitysvaihtelu luokitellusta pystykuormasta. $\Delta\sigma_{Rsk}$ on joko 162,5 MPa tai 200 MPa.

Betonille

$$\frac{\sigma_{c.max}}{f_{cd.fat}} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c.min}}{f_{cd.fat}} \leq 0.9$$

, missä $\sigma_{c.max}$ on suurin puristusjännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä ja $\sigma_{c.min}$ on pienin puristus- jännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä

Ehdot ovat muuten samat kuin taivutukselle, mutta nyt tarkastellaan ristikkomallin mukaisia puristuskaistoja betonille ja leikkausteräksiä. Lisäksi betonin väsymislujuutta pienennetään kertoimella ν_1 . Tarkastellaan metrin laattakaistaa $b_w := 1\text{ m}$.

Poikkileikkauksen ominaisuudet

Suositusarvo jännittämättömässä rakenteessa

$$\alpha_{cw} := 1$$

Leikkausraudoituksen myötöraja

$$f_{ywd} := f_{yd} \quad f_{ywd} = 338.983 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sisäinen momenttivarsi

Pääterästen kaltevuus

$$z := 0.9 \cdot d$$

$$z = 0.406 \text{ m}$$

$$\alpha := 45\text{deg}$$

Ylöstaivutettujen terästen poikkileikkausala metrin laattakaistalla, puolet teräksistä on taivutettu ylöspäin kulmassa α .

$$A_{sw} := \frac{1}{2} \cdot A_s$$

$$A_{sw} = 978.727 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Pienennyskerroin leikkausvoimasta halkeilleen betonin lujuudelle

$$\nu_1 := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}}}{250} \right)$$

$$\nu_1 = 0.553$$

Puristussauvojen kaltevuus mitoittaessa murtorajatilassa

$$\theta := 21.801\text{deg}$$

Tähän on valittu pienin sallittu kulma, koska näin saadaan teräkselle laskennallisesti pienimmät jännitykset.

Puristussauvojen kaltevuus mitoittaessa väsymismurtorajatilassa

$$\theta_{fat} := \min(\text{atan}(\sqrt{\tan(\theta)}))$$

$$\theta_{fat} := \min(\theta_{fat}, 1.0)$$

$$\theta_{fat} = 32.311 \cdot \text{deg}$$

Teräksen jännitys

Jännitys leikkausvoimasta ylöstaivutetuissa teräksissä

$$\sigma_{sw}(V) := \frac{V \cdot b_w}{A_{sw} \cdot z \cdot (\cot(\theta_{fat}) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}$$

Betonin jännitys

Jännitys leikkausvoimasta betonissa

$$\sigma_{c,V}(V) := \frac{V \cdot b_w}{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \left[\frac{\cot(\theta_{fat}) + \cot(\alpha)}{1 + (\cot(\theta_{fat}))^2} \right]}$$

Teräksen tarkastus

Teräksen jännitysvaihteluväli luokitellusta pystykuormasta

$$\Delta\sigma_{sw} := \sigma_{sw}(\Phi \cdot V_{q,max}) \quad \Delta\sigma_{sw} = 150.881 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N S-N-käyrän mukainen tarkastus

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{sw} = 150.881 \cdot \frac{N}{mm^2} > \frac{\zeta \cdot \Delta\sigma_{Rsk,EC}}{\gamma_s} = 91.165 \Rightarrow \text{TARVITAAN TARKEMPIA TARKASTELUJA!}$$

Standardin SFS 1268 S-N-käyrän mukainen tarkastus

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{sw} = 150.881 \cdot \frac{N}{mm^2} > \frac{\zeta \cdot \Delta\sigma_{Rsk,NA}}{\gamma_s} = 112.203 \Rightarrow \text{TARVITAAN TARKEMPIA TARKASTELUJA!}$$

Betonin tarkastus puristuskaistalla

Betonin väsymislujuus

$$f_{cd,fat,V} := \nu_1 \cdot f_{cd,fat} \quad f_{cd,fat,V} = 5.134 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin pienin puristusjännitys (oma paino)

$$\sigma_{c,min,V} := \sigma_{c,V}(V_{g,2}) \quad \sigma_{c,min,V} = 0.173 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin suurin puristusjännitys tavallisella kuormitusyhdistelmällä

$$\sigma_{c,max,V} := \sigma_{c,V}(V_{max,tav}) \quad \sigma_{c,max,V} = 0.473 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin kestävyyssehto

$$\frac{\sigma_{c,max,V}}{f_{cd,fat,V}} = 0.092 < 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min,V}}{f_{cd,fat,V}} = 0.515 < 0.9 \Rightarrow \text{Betonin kestävyys OK!}$$

Poikkileikkauksen tarkastus leikkaukselle (1000 mm tuelta)

Leikkausraudoittamattomalle rakenteelle käytetään ehtoina seuraavia
(diplomityön kohta 3.5.4)

$$\begin{aligned} \text{Kun } \frac{V_{Ed.min}}{V_{Ed.max}} \geq 0 \implies \text{TAI} \quad & \frac{|V_{Ed.max}|}{|V_{Rd.c}|} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{|V_{Ed.min}|}{|V_{Rd.c}|} \leq 0.9 \text{ jos } f_{ck} \leq 50 \frac{N}{mm^2} \\ & \frac{|V_{Ed.max}|}{|V_{Rd.c}|} \leq 0.5 + 0.45 \cdot \frac{|V_{Ed.min}|}{|V_{Rd.c}|} \leq 0.8 \text{ jos } f_{ck} \geq 50 \frac{N}{mm^2} \\ \text{Kun } \frac{V_{Ed.min}}{V_{Ed.max}} < 0 \implies & \frac{|V_{Ed.max}|}{|V_{Rd.c}|} \leq 0.5 - \frac{|V_{Ed.min}|}{|V_{Rd.c}|} \end{aligned}$$

joissa $V_{Ed.max}$ on tavallisen kuormitusyhdistelmän suurin leikkausvoima ja $V_{Ed.min}$ on tavallisen kuormitusyhdistelmän pienin leikkausvoima samassa poikkileikkauksessa.

Rakenteen kestävyys

Kertoimet

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} \quad k_{l.} := 0.15$$

Tehollinen korkeus

$$d = 451 \cdot \text{mm}$$

Kerroin

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2\right) \quad k = 1.666$$

Poikkileikkauksen betoniala

$$A_c := h_l \quad A_c = 500000 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Ankkuroitu teräspinta-ala

$$A_{sl} := A_s \quad A_{sl} = 1957.454 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Raudoitussuhde

$$\rho_1 := \min\left(0.02, \frac{A_{sl}}{d}\right) \quad \rho_1 = 0.434\%$$

Vaikuttava normaalivoima

$$N_{Ed} := 0$$

Normaalivoimasta aiheutava jännitys

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad \sigma_{cp} = 0$$

Leikkauskestävyyden minimiarvon laskennassa tarvittava kerroin

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(f_{ck} \cdot \frac{1}{MPa}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot MPa \quad v_{min} = 3.338 \times 10^5 \text{ Pa}$$

Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys

$$V_{Rd.c} := \max\left[\left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{1}{MPa}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_{l.} \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot d, \left(v_{min} + k_{l.} \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot d\right]$$

$$V_{Rd.c} = 196.048 \cdot \frac{kN}{m}$$

Poikkileikkauksen tarkastus

$$\frac{|V_{Ed.max}|}{|V_{Rd.c}|} = 0.482 < 0.5 + 0.45 \cdot \frac{|V_{Ed.min}|}{|V_{Rd.c}|} = 0.583 < 0.9 \implies \text{Kestävyys OK!}$$

MENETTELYTAPA 7: EUROKOODIN EKVIVALENTIN JÄNNITYSVAIHTELUVÄLIN MENETELMÄ

Tässä sovelletaan standardin SFS-EN 1992-2 liitteen NN ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää ja S-N-käyrä on standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N mukainen.

Malli 1 on suoraan liitteen NN menetelmä.

Tarkennetussa mallissa on huomioitu rataosalla toteutunut ja ennustettu liikenne RSO 9:n taulukon 1 mukaan. Eri aikakausien akselipainoista johtuvat k-kertoimet on huomioitus RSO 9:n taulukon 2 mukaan. Lisäksi k-kertoimet on jaettu 1,1:llä, kuten on esitetty diplomityössä

Tässä tarkastellaan laatan keskipiste taivutukselle (teräs ja betoni) ja leikkaukselle ylöstaivutetut teräkset etäisyydellä 460 mm tuelta.
λ-kertoimet ovat samat riippumatta siitä onko kyseessä taivutus vai leikkaus.

Voimasuureet

Taivutusmomentit

FEM-laskennasta saadut laatan keskipisteen taivutusmomentit

Omista painoista

$$M_g := M_{g.2} \quad M_g = 75.562 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Liikennekuormasta LM71-22,5

$$M_q := M_{q.\text{max}} \quad M_q = 87.352 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Maksimimomentti

$$M_{\text{max}} := M_{g.2} + \Phi \cdot M_{q.\text{max}} \quad M_{\text{max}} = 212.659 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Leikkausvoima

Leikkausvoima liikennekuormasta (LM71-22,5)

$$V_q := V_{q.\text{max}} \quad M_q = 87.352 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Poikkileikkauksen jännitykset

Jännitykset kaavoilla, jotka on esitetty edellä

Taivutuksesta

Betonin jännitykset

Betonin jännitys omista painoista

$$\sigma_{c.g} := \sigma_c(M_g)$$

$$\sigma_{c.g} = 3.742 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin minimijännitys (oma paino)

$$\sigma_{c.min.71} := \sigma_{c.g}$$

$$\sigma_{c.min.71} = 3.742 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin maksimijännitys (omat painot + dynaaminen suurennuskerroin * LM71-22,5)

$$\sigma_{c.max.71} := \sigma_c(M_{max})$$

$$\sigma_{c.max.71} = 10.53 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Teräksen jännitykset

Teräksen jännitysvaihteluväli (dynaaminen suurennuskerroin * LM71-22,5)

$$\Delta\sigma_s := \sigma_s(\Phi \cdot M_q)$$

$$\Delta\sigma_s = 167.213 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Leikkauksesta

Teräksen jännitysvaihteluväli (dynaaminen suurennuskerroin * LM71-22,5)

$$\Delta\sigma_{sw.V} := \sigma_{sw}(\Phi \cdot V_{q.max})$$

$$\Delta\sigma_{sw.V} = 150.881 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Malli 1

Siltakohtaiset lähtötiedot

Jänneväli $L = 4.5 \text{ m}$

Raiteiden lukumäärä $n := 1$

Kerroin λ_0

Tämä kerroin koskee vain betonia

$$\lambda_{c,0} := \max\left(0.94 + 0.2 \cdot \frac{\sigma_{c,g}}{f_{cd,fat}}, 1\right) \quad \lambda_{c,0} = 1.021$$

Kerroin λ_1

Seuraaviin vaikuttaa liikenteen tyyppi (oletus tavanomainen sekaliikenne)

Teräksille

$$\lambda_{s,1}(L) := \begin{cases} 0.90 & \text{if } L \leq 2\text{m} \\ 0.90 + (0.65 - 0.90) \cdot \left(\log\left(L \cdot \frac{1}{\text{m}}\right) - 0.3\right) & \text{if } 2\text{m} < L < 20\text{m} \\ 0.65 & \text{if } 20\text{m} \leq L \end{cases} \quad \lambda_{s,1}(L) = 0.812$$

Betonille

$$\lambda_{c,1}(L) := \begin{cases} 0.70 & \text{if } L \leq 2\text{m} \\ 0.70 + (0.75 - 0.70) \cdot \left(\log\left(L \cdot \frac{1}{\text{m}}\right) - 0.3\right) & \text{if } 2\text{m} < L < 20\text{m} \\ 0.75 & \text{if } 20\text{m} \leq L \end{cases} \quad \lambda_{c,1}(L) = 0.718$$

Muut kertoimet ovat ykkösiä mallissa 1 (käyttöikä 100 vuotta ja liikennemäärä 25 milj/tonnia vuodessa).

λ -kertoimet teräkselle ja betonille mallissa 1

Teräkselle

$$\lambda_s := \lambda_{s,1}(L) \quad \lambda_s = 0.812$$

Betonille

$$\lambda_c := \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1}(L) \quad \lambda_c = 0.732$$

Teräksen tarkastus mallissa 1**Taivutus**

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräkselle

$$\Delta\sigma_{s.equ} := \lambda_s \cdot \Delta\sigma_s$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan S-N-käyrän väsymislujuuteen miljoonan kuormituskerran kohdalla.

$$\Delta\sigma_{s.equ} = 135.726 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} < \frac{\Delta\sigma_{Rsk.EC}}{\gamma_s} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 137.712 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräkselle

$$\Delta\sigma_{sw.equ} := \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{sw}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan S-N-käyrän väsymislujuuteen miljoonan kuormituskerran kohdalla.

$$\Delta\sigma_{sw.equ} = 122.47 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} > \frac{\zeta \cdot \Delta\sigma_{Rsk.EC}}{\gamma_s} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 91.165 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betonin tarkastus mallissa 1

Betonin suurin jännitys

$$\sigma_{cd.max.equ} := \left| \sigma_{c.g} + \lambda_c \cdot (\sigma_{c.max.71} - \sigma_{c.g}) \right| \quad \sigma_{cd.max.equ} = 8.714 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betonin pienin jännitys

$$\sigma_{cd.min.equ} := \left| \sigma_{c.g} - \lambda_c \cdot (\sigma_{c.g} - \sigma_{c.min.71}) \right| \quad \sigma_{cd.min.equ} = 3.742 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Mallinnuksen osavarmuuskerroin

$$\psi_{sd} := 1$$

Minimijännityksen suhde väsymiskestävyyteen

$$E_{cd.min.equ} := \psi_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd.min.equ}}{f_{cd.fat}} \quad E_{cd.min.equ} = 0.403$$

Maksimijännityksen suhde väsymiskestävyyteen

$$E_{cd.max.equ} := \psi_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd.max.equ}}{f_{cd.fat}} \quad E_{cd.max.equ} = 0.938$$

Minimi- ja maksimijännityksen suhde

$$R_{equ} := \frac{E_{cd.min.equ}}{E_{cd.max.equ}} \quad R_{equ} = 0.429$$

Mitoitusehto betonille

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd.max.equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} = 1.146 < 6$$

Tarkennettu malli: 100 vuoden käyttöikä

Tarkennetussa mallissa on huomioitu liikennemäärä ja eri aikakausien tyypillisistä akselipainoista johtuvat k-kertoimet.

Tilastotiedot sillan historiasta ja ennuste tulevasta, olettaen 100 vuoden käyttöikä.
Rataosa Oulu-Kokkola.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 25$
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 25$
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 34$

Tonnia / raide / vuosi yhteensä

$$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 1.498 \times 10^9$$

Vuosien määrä yhteensä

$$N_R := \sum_{i=3}^6 N_{r_i} \quad N_R = 100$$

Tonnia / raide / vuosi keskimäärin

$$Q_R := \frac{Q}{N_R} \quad Q_R = 14.98 \times 10^6$$

Ominaisjunien vaikutus

k-kerroin aikakauden i funktiona

$$k(i) := \begin{cases} \text{if } i = 1 \\ \left| \begin{array}{ll} 0.509 & \text{if } L \leq 5\text{m} \\ 0.448 + 0.012 \cdot \frac{L}{\text{m}} & \text{if } 5\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \\ 0.691 & \text{if } L > 20\text{m} \end{array} \right. & \text{1900 - 1924} \\ \text{if } i = 2 \\ \left| \begin{array}{ll} 0.582 & \text{if } L \leq 5\text{m} \\ 0.503 + 0.015 \cdot \frac{L}{\text{m}} & \text{if } 5\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \\ 0.818 & \text{if } L > 20\text{m} \end{array} \right. & \text{1925 - 1950} \\ \text{if } i = 3 \\ \left| \begin{array}{ll} 0.664 & \text{if } L \leq 5\text{m} \\ 0.594 + 0.014 \cdot \frac{L}{\text{m}} & \text{if } 5\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \\ 0.873 & \text{if } L > 20\text{m} \end{array} \right. & \text{1950-1974} \\ 0.909 & \text{if } i = 4 & \text{1975 - 1999} \\ 1.0 & \text{if } i \geq 5 & \text{2000 -} \end{cases}$$

Korjauskertoimet

Materiaalikohtaiset jännityseksponentit

Jännityseksponentti teräkselle $k_{2.s} := 9$ Betonin jännityseksponentti $k_{2.c} := 9$

Ominaisjunien vaikutus teräkselle

$$\lambda_{s.k} := \frac{\lambda_s}{k_{2.s} \sqrt[8]{25 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[k_{2.s}]{\sum_{i=3}^6 \left(Q_{R_i} \cdot N_{R_i} \cdot k(i)^{k_{2.s}} \right)} \quad \lambda_{s.k} = 0.757$$

Ominaisjunien vaikutus betonille

$$\lambda_{c.k} := \frac{\lambda_c}{k_{2.c} \sqrt[8]{25 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[k_{2.c}]{\sum_{i=3}^6 \left(Q_{R_i} \cdot N_{R_i} \cdot k(i)^{k_{2.c}} \right)} \quad \lambda_{c.k} = 0.683$$

Teräksen tarkastus 100 vuoden käyttöiälle tarkennetulla mallilla

Taivutus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräkselle

$$\Delta\sigma_{s.equ} := \lambda_{s.k} \cdot \Delta\sigma_s$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan S-N-käyrän väsymislujuuteen miljoonan kuormituskerran kohdalla.

$$\Delta\sigma_{s.equ} = 126.521 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} < \frac{\Delta\sigma_{Rsk.EC}}{\gamma_s} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 137.712 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräkselle

$$\Delta\sigma_{sw.equ} := \lambda_{s.k} \cdot \Delta\sigma_{sw}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan S-N-käyrän väsymislujuuteen miljoonan kuormituskerran kohdalla.

$$\Delta\sigma_{sw.equ} = 114.164 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} > \frac{\zeta \cdot \Delta\sigma_{Rsk.EC}}{\gamma_s} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 91.165 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betonin tarkastus 100 vuoden käyttöiälle tarkennetulla mallilla

Betonin suurin jännitys

$$\sigma_{cd,max,eq} := \left| \sigma_{c,g} + \lambda_{c,k} \cdot (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,g}) \right|$$

$$\sigma_{cd,max,eq} = 8.377 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin pienin jännitys

$$\sigma_{cd,min,eq} := \left| \sigma_{c,g} - \lambda_{c,k} \cdot (\sigma_{c,min,71} - \sigma_{c,g}) \right|$$

$$\sigma_{cd,min,eq} = 3.742 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Minimijännityksen suhde väsymiskestävyyteen

$$E_{cd,min,eq} := \psi_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,min,eq} = 0.403$$

Maksimijännityksen suhde väsymiskestävyyteen

$$E_{cd,max,eq} := \psi_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,eq} = 0.902$$

Minimi- ja maksimijännityksen suhde

$$R_{eq} := \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}}$$

$$R_{eq} = 0.447$$

Mitoitusehto betonille

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1 - R_{eq}}} = 1.847$$

<

6

Tarkennettu malli: Käyttöiät

Taivutusterästen käyttöikä

Tässä on laskettu käyttöikä.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]	
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$	
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 25$	
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 25$	
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 94$	Tämä on iteroitu

Tonnia / raide / vuosi yhteensä

Vuosien määrä yhteensä

$$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 2.998 \times 10^9$$

$$N_{\text{Years}} := \sum_{i=3}^6 N_{r_i} \quad N_{\text{Years}} = 160$$

Ominaisjuniien vaikutus teräkselle

$$\lambda_{s,k} := \frac{\lambda_s}{k_{2,s} \sqrt{25 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[k_{2,s}]{\sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{k_{2,s}})} \quad \lambda_{s,k} = 0.823$$

Tarkastus teräkselle

Taivutus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräkselle

$$\Delta\sigma_{s,\text{equ}} := \lambda_{s,k} \cdot \Delta\sigma_s$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan S-N-käyrän väsymislujuuteen miljoonan kuormituskerran kohdalla.

$$\Delta\sigma_{s,\text{equ}} = 137.602 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} < \frac{\Delta\sigma_{\text{Rsk.EC}}}{\gamma_s} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 137.712 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Leikkausterästen käyttöikä

Tässä on laskettu käyttöikä.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 25$
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 5$
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 0$

Tämä on iteroitu

Tonnia / raide / vuosi yhteensä

Vuosien määrä yhteensä

$$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 3.38 \times 10^8$$

$$N_{\text{Years}} := \sum_{i=3}^6 N_{r_i}$$

$$N_{\text{Years}} = 46$$

Ominaisjuniien vaikutus teräkselle

$$\lambda_{s,k} := \frac{\lambda_s}{k_{2,s} \sqrt{25 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[k_{2,s}]{\sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{k_{2,s}})}$$

$$\lambda_{s,k} = 0.602$$

Tarkastus teräkselle

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräkselle

$$\Delta\sigma_{\text{sw.equ}} := \lambda_{s,k} \cdot \Delta\sigma_{\text{sw}}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan S-N-käyrän väsymislujuuteen miljoonan kuormituskerran kohdalla.

$$\Delta\sigma_{\text{sw.equ}} = 90.772 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} < \frac{\zeta \cdot \Delta\sigma_{\text{Rsk.EC}}}{\gamma_s} \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} = 91.165 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betonin käyttöikä

Tässä on laskettu käyttöikä.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 5$
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 0$
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 0$

Tämä on iteroitu

Tonnia / raide / vuosi yhteensä

Vuosien määrä yhteensä

$$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 9.05 \times 10^7$$

$$N_{\text{Years}} := \sum_{i=3}^6 N_{r_i}$$

$$N_{\text{Years}} = 21$$

Ominaisjunien vaikutus betonille

$$\lambda_{c,k} := \frac{\lambda_c}{k_{2,c} \sqrt{25 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[6]{\sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{k_{2,c}})}$$

$$\lambda_{c,k} = 0.426$$

Betonin tarkastus

Betonin suurin jännitys

$$\sigma_{cd,max,eq} := |\sigma_{c,g} + \lambda_{c,k} \cdot (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,g})|$$

$$\sigma_{cd,max,eq} = 6.636 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Betonin pienin jännitys

$$\sigma_{cd,min,eq} := |\sigma_{c,g} - \lambda_{c,k} \cdot (\sigma_{c,min,71} - \sigma_{c,g})|$$

$$\sigma_{cd,min,eq} = 3.742 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Minimijännityksen suhde väsymiskestävyyteen

$$E_{cd,min,eq} := \psi_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,min,eq} = 0.403$$

Maksimijännityksen suhde väsymiskestävyyteen

$$E_{cd,max,eq} := \psi_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}}$$

$$E_{cd,max,eq} = 0.714$$

Minimi- ja maksimijännityksen suhde

$$R_{eq} := \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}}$$

$$R_{eq} = 0.564$$

Mitoitusehto betonille

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,eq}}{\sqrt{1 - R_{eq}}} = 6.052$$

>

6

MENETTELYTAPA 8: RSO:N EKVIVALENTIN JÄNNITYSVAIHTELUVÄLIN MENETELMÄ

Materiaaliominaisuudet

Muissa laskelmissa on käytetty eurokoodin mukaisia materiaaliominaisuuksia, joten lasketaan materiaaliominaisuudet tässä Betonirakenneohjeiden, B4:n ja RSO:n mukaan.

Betoni BK250

Ominaislujuudet

Betonin osavarmuusluku

$$\gamma_c := 1.41$$

Luokan mukainen kuutiolujuus

$$f_{ck.cube} := 25 \frac{N}{mm^2}$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo

$$f_{cd} := 0.7 \frac{f_{ck.cube}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 12.411 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Puristuslujuuden väsymislujuuden mitoitusarvo taivutetussa tai puristetussa rakenteessa

$$f_{cnd} := 0.25 \cdot f_{cd} \quad f_{cnd} = 3.103 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Betonirakenneohjeet 2006, kohta 2.2.8.2})$$

Betonin vetolujuus

$$f_{ctk} := 0.2 \cdot \left(f_{ck.cube} \cdot \frac{mm^2}{N} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{MN}{m^2} \quad f_{ctk} = 1.71 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin väsymislujuus vedossa

$$f_{ctnd} := 0.15 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad f_{ctnd} = 0.182 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin kimmokerroin

$$E_c := 5000 \cdot \sqrt{f_{ck.cube} \cdot \frac{mm^2}{N}} \cdot \frac{N}{mm^2} \quad E_c = 25000 \cdot MPa$$

Teräs A400H

Osavarmuusluku

$$\gamma_s := 1.18 \quad (\text{RSO 9, taulukko 4})$$

Teräksen lujuusominaisuudet

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 338.983 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Väsymislujuus (Betonirakenneohjeet 2006, kohta 2.2.8.3)

$$f_{n0} := 112.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\Phi 18 \text{ millimetrin betoniterästagot})$$

Kertoimet

$$k_1 := 1 \quad k_2 := 1$$

Väsymislujuuden laskenta-arvo suorille teräksille

$$f_{\text{snd}} := k_1 \cdot k_2 \cdot f_{n0} \quad f_{\text{snd}} = 112.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Väsymislujuuden pienennyskerroin taivutetuille teräksille

Teräksen halkaisija Taivutussäde

$$\phi := 18\text{mm} \quad r := 12 \cdot \phi$$

$$k_1 := \left(1 - \frac{1.5 \cdot \phi}{r} \right) \quad k_1 = 0.875$$

Väsymislujuus taivutetuille teräksille

$$f_{\text{snd.V}} := k_1 \cdot k_2 \cdot f_{n0} \quad f_{\text{snd.V}} = 98.438 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kimmokerroin

$$E_s := 200\text{GPa} \quad E_s = 200000 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

S-N-käyrän kulmakertoimet teräsbetonisilloille

Teräkselle

$$m_s := 3$$

Betonille

$$m_c := 9$$

Teräsbetonisilloille

$$m_0 := 9$$

(RSO 9, liite 1)

Sysäyslisä

Sysäyslisällä tarkoitetaan dynaamista suurenuskerrointa, joka lasketaan kuten muissakin menetelmissä.

$$\Phi = 1.569$$

Voimasuureet

FEM-laskennasta saatu laatan keskipisteen taivutusmomentit

Liikennekuormasta LM71-22,5

$$M_q := M_{q,\max} \quad M_q = 87.352 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

Leikkausvoima etäisyydellä 460 mm tuelta.

$$V_q := V_{q,\max} \quad V_q = 69.704 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poikkileikkauksen jännitykset

Poikkileikkauksen jännitysten laskennassa tulee pieniä eroja suureiden arvoihin, koska kimmokerroinnot ovat erilaisia kuin eurokoodissa.

Taivutus

Kimmokerroinsuhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} \quad \alpha_e = 8$$

Puristetun pinnan korkeus

$$x := \sqrt{(A_s \cdot \alpha_e)^2 + 2 \cdot A_s \cdot d \cdot \alpha_e} - A_s \cdot \alpha_e \quad x = 104.216 \cdot \text{mm}$$

Suhteellinen puristetun pinnan korkeus

$$k_X := \frac{x}{d} \quad k_X = 0.231$$

Betonin jännitys

$$\sigma_c(M) := \frac{M}{0.5 \cdot d^2 \cdot k_X \cdot \left(1 - \frac{k_X}{3}\right)}$$

Teräksen jännitys

$$\sigma_s(M) := \frac{M}{A_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{k_X}{3}\right)}$$

Teräksen jännitysvaihteluväli (sysäyslisä * LM71-22,5)

$$\Delta\sigma_s := \sigma_s(\Phi \cdot M_q) \quad \Delta\sigma_s = 168.256 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betonin jännitysvaihteluväli (sysäyslisä * LM71-22,5)

$$\Delta\sigma_c := \sigma_c(\Phi \cdot M_q) \quad \Delta\sigma_c = 6.321 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Leikkaus 460 mm tuelta

Tankoien taivutuskulma $\alpha := 45\text{deg}$

Ylöstaivutettujen terästen pinta-ala

$$A_{sw} := \frac{1}{2} \cdot A_s \quad A_{sw} = 978.727 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

RSO:n ohjeiden mukaan leikkausraudoitetun rakenteen kapasiteetti muodostuu sekä teräkset että betonin kapasiteetista. Leikkauksen aiheuttamia jännityksiä teräksessä ja betonissa ei voida tarkastella erikseen vaan niitä on tarkasteltava yhdessä jolloin leikkausvoiman jakaminen teräksen ja betonin kesken muodostuu ongelmaksi. Tässä leikkausvoima on jaettu maksimikapasiteettien suhteessa

Teräksen maksimikapasiteetti

$$V_{s,u} := f_{s,nd} \cdot A_{sw} \cdot \sin(\alpha) \quad V_{s,u} = 77.857 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Betonin maksimikapasiteetti

$$V_{c,u} := 0.8 \cdot 0.5 \cdot d \cdot f_{ct,nd} \quad V_{c,u} = 32.817 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suhde, jossa leikkausvoima jaetaan teräkselle ja betonille

Teräkselle

Betonille

$$\beta := \frac{V_{s,u}}{V_{s,u} + V_{c,u}} \quad \beta = 0.703 \quad 1 - \beta = 0.297$$

Teräksen jännitys leikkausvoiman funktiona

$$\sigma_{sw}(V) := \frac{V}{A_{sw} \cdot \sin(\alpha)}$$

Betonin jännitys leikkausvoiman funktiona

$$\sigma_{c,V}(V) := \frac{V}{0.8 \cdot 0.5 \cdot d}$$

Teräksen jännitysvaihteluväli

$$\Delta\sigma_{sw} := \sigma_{sw}(\beta \cdot \Phi \cdot V_q) \quad \Delta\sigma_{sw} = 111.204 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betonin jännitysvaihteluväli

$$\Delta\sigma_{c,V} := \sigma_{c,V}[(1 - \beta) \cdot \Phi \cdot V_q] \quad \Delta\sigma_{c,V} = 0.180 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Malli 1

Siltakohtaiset lähtötiedot

Jänneväli $L = 4.5 \text{ m}$

Raiteiden lukumäärä $n := 1$

Kerroin λ_1

$$\lambda_1(L) := \begin{cases} 0.67 & \text{if } L \leq 2\text{m} \\ 0.67 + (0.32 - 0.67) \cdot \left(\log\left(L \cdot \frac{1}{\text{m}}\right) - 0.3 \right) & \text{if } 2\text{m} < L < 20\text{m} \\ 0.32 & \text{if } 20\text{m} \leq L \end{cases}$$

$$\lambda_1(L) = 0.546$$

Muut kertoimet ovat ykkösiä (käyttöikä 100 vuotta ja liikennemäärä 19 milj/tonnia vuodessa).

Akselipainokerroin $\alpha := 1$

Korjauskerroin

$$\lambda_{m.1} := \lambda_1(L)$$

$$\lambda_{m.1} = 0.546$$

$$\lambda_{m.\alpha.1} := \frac{1.46}{\alpha} \cdot \lambda_{m.1}$$

$$\lambda_{m.\alpha.1} = 0.798$$

Teräksen tarkastus mallissa 1

Taivutus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräksille

$$\Delta\sigma_{s,ekv} := \lambda_{m.\alpha.1} \cdot \Delta\sigma_s$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{s,ekv} = 134.219 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

>

$$f_{\text{snd}} = 112.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräksille

$$\Delta\sigma_{\text{sw},ekv} := \lambda_{m.\alpha.1} \cdot \Delta\sigma_{\text{sw}}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{\text{sw},ekv} = 88.708 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

<

$$f_{\text{snd}.V} = 98.438 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betonin tarkastus mallissa 1**Taivutus**

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli betonille

$$\Delta\sigma_{c,ekv} := \lambda_{m,\alpha,l} \cdot \Delta\sigma_c$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{c,ekv} = 5,042 \cdot \frac{N}{mm^2} > f_{ctnd} = 3,103 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli betonille

$$\Delta\sigma_{c,ekv,V} := \lambda_{m,\alpha,l} \cdot \Delta\sigma_{c,V}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{c,ekv,V} = 0,143 \cdot \frac{N}{mm^2} < f_{ctnd} = 0,182 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Malli 2

Mallissa 2 on huomioitu rataosalla toteutunut ja ennustettu liikenne RSO 9:n taulukon 1 mukaan.

Tilastotiedot sillan historiasta ja ennuste tulevasta, olettaen 100 vuoden käyttöikä.
Rataosa Oulu-Kokkola.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 25$
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 25$
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 34$
Tonnia / raide / vuosi yhteensä		Vuosien määrä yhteensä
$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 1.498 \times 10^9$		$N_R := \sum_{i=3}^6 N_{r_i} \quad N_R = 100$

Tonnia / raide / vuosi keskimäärin

$$Q_R := \frac{Q}{N_R} \quad Q_R = 14.98 \times 10^6$$

Kerroin λ_2

$$\lambda_2 := \sqrt[m_0]{\frac{Q_R}{19 \cdot 10^6}} \quad \lambda_2 = 0.974$$

Kerroin λ_3

$$\lambda_3 := \sqrt[m_0]{\frac{N_R}{100}} \quad \lambda_3 = 1$$

Korjauskero

$$\lambda_{m,2} := \lambda_1(L) \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \quad \lambda_{m,2} = 0.532$$

$$\lambda_{m,\alpha,2} := \frac{1.46}{\alpha} \cdot \lambda_{m,2} \quad \lambda_{m,\alpha,2} = 0.777$$

Teräksen tarkastus 100 vuoden käyttöiälle mallilla 2

Taivutus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräksille

$$\Delta\sigma_{s,ekv} := \lambda_{m,\alpha,2} \cdot \Delta\sigma_s$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislukuuteen.

$$\Delta\sigma_{s,ekv} = 130.72 \cdot \frac{N}{mm^2} > f_{snd} = 112.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräksille

$$\Delta\sigma_{sw,ekv} := \lambda_{m,\alpha,2} \cdot \Delta\sigma_{sw}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{sw,ekv} = 86.396 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

<

$$f_{snd,V} = 98.438 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin tarkastus 100 vuoden käyttöiälle mallilla 2**Taivutus**

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli betonille

$$\Delta\sigma_{c,ekv} := \lambda_{m,\alpha,2} \cdot \Delta\sigma_c$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{c,ekv} = 4.911 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

>

$$f_{cnd} = 3.103 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli betonille

$$\Delta\sigma_{c,ekv,V} := \lambda_{m,\alpha,2} \cdot \Delta\sigma_{c,V}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{c,ekv,V} = 0.140 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

<

$$f_{ctnd} = 0.182 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Malli 3: 100 vuoden käyttöikä

Tässä mallissa huomioidaan toteutunut ja ennustettu liikenne kuten mallissa 2, mutta lisäksi huomioidaan eri aikakausien tyypillisistä akselipainoista johtuvat k-kertoimet RSO 9:n taulukon 2 mukaan.

Ominaisjunien vaikutus

k-kerroin aikakauden i funktiona

$$k(i) := \begin{cases} \text{if } i = 1 \\ \quad \begin{cases} 0.56 & \text{if } L \leq 5\text{m} \\ 0.493 + 0.013 \cdot \frac{L}{\text{m}} & \text{if } 5\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \quad \text{1900 - 1924} \\ 0.76 & \text{if } L > 20\text{m} \end{cases} \\ \text{if } i = 2 \\ \quad \begin{cases} 0.64 & \text{if } L \leq 5\text{m} \\ 0.553 + 0.017 \cdot \frac{L}{\text{m}} & \text{if } 5\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \quad \text{1925 - 1950} \\ 0.90 & \text{if } L > 20\text{m} \end{cases} \\ \text{if } i = 3 \\ \quad \begin{cases} 0.73 & \text{if } L \leq 5\text{m} \\ 0.653 + 0.015 \cdot \frac{L}{\text{m}} & \text{if } 5\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \quad \text{1950-1974} \\ 0.96 & \text{if } L > 20\text{m} \end{cases} \\ 1 & \text{if } i = 4 \quad \text{1975 - 1999} \\ 1.1 & \text{if } i \geq 5 \quad \text{2000 -} \end{cases}$$

Korjauskertoimet

Teräkselle käytettävä jännitysekspONENTTI

$$m_s = 3$$

Betonille käytettävä jännitysekspONENTTI

$$m_c = 9$$

Ominaisjunien vaikutus teräkselle

$$\lambda_{s,k} := \frac{\lambda_{m,\alpha,1}}{m_s \sqrt[8]{19 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[m_s]{\sum_{i=3}^6 \left(Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{m_s} \right)} \quad \lambda_{s,k} = 0.795$$

Ominaisjunien vaikutus betonille

$$\lambda_{c,k} := \frac{\lambda_{m,\alpha,1}}{m_c \sqrt[8]{19 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[m_c]{\sum_{i=3}^6 \left(Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{m_c} \right)} \quad \lambda_{c,k} = 0.843$$

Teräksen tarkastus 100 vuoden käyttöiälle mallilla 3**Taivutus**

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräksille

$$\Delta\sigma_{s,ekv} := \lambda_{s,k} \cdot \Delta\sigma_s$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{s,ekv} = 133.706 \cdot \frac{N}{mm^2} > f_{snd} = 112.5 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräksille

$$\Delta\sigma_{sw,ekv} := \lambda_{s,k} \cdot \Delta\sigma_{sw}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{sw,ekv} = 88.369 \cdot \frac{N}{mm^2} < f_{snd,V} = 98.438 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Betonin tarkastus 100 vuoden käyttöiälle mallilla 3**Taivutus**

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli betonille

$$\Delta\sigma_{c,ekv} := \lambda_{c,k} \cdot \Delta\sigma_c$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{c,ekv} = 5.330 \cdot \frac{N}{mm^2} > f_{cnd} = 3.103 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli betonille

$$\Delta\sigma_{c,ekv,V} := \lambda_{c,k} \cdot \Delta\sigma_{c,V}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{c,ekv,V} = 0.152 \cdot \frac{N}{mm^2} < f_{ctnd} = 0.182 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Malli 3: Käyttöiät

Taivutusterästen käyttöikä

Tilastotiedot ovat muuten samat kuin edellä esitettyssä tarkastelussa 100 vuoden käyttöiälle, mutta tarkastelujaksoa on lyhennetty on saavutettu teoreettinen käyttöikä.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 25$
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 25$
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 11$

Tämä on iteroitu

Tonnia / raide / vuosi yhteensä

$$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 9.23 \times 10^8$$

Vuosien määrä yhteensä

$$N_R := \sum_{i=3}^6 N_{r_i} \quad N_R = 77$$

Tonnia / raide / vuosi keskimäärin

$$Q_R := \frac{Q}{N_R} \quad Q_R = 11.987 \times 10^6$$

Ominaisjunien vaikutus teräkselle

$$\lambda_{s,k} := \frac{\lambda_{m,\alpha,1}}{m_s \sqrt{19 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[6]{\sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{m_s})} \quad \lambda_{s,k} = 0.667$$

Tarkastus teräkselle

Taivutus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräksille

$$\Delta\sigma_{s,ekv} := \lambda_{s,k} \cdot \Delta\sigma_s$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{s,ekv} = 112.303 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{snd} = 112.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Leikkausterästen käyttöikä

Tilastotiedot ovat muuten samat kuin edellä esitettyssä tarkastelussa 100 vuoden käyttöiälle, mutta tarkastelujaksoa on lyhennetty on saavutettu teoreettinen käyttöikä.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 25$
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 25$
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 55$

Tämä on iteroitu

Tonnia / raide / vuosi yhteensä

$$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 2.023 \times 10^9$$

Vuosien määrä yhteensä

$$N_R := \sum_{i=3}^6 N_{r_i} \quad N_R = 121$$

Tonnia / raide / vuosi keskimäärin

$$Q_R := \frac{Q}{N_R} \quad Q_R = 16.719 \times 10^6$$

Ominaisjunien vaikutus teräkselle

$$\lambda_{s,k} := \frac{\lambda_{m,\alpha.1}}{m_s \sqrt{19 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[6]{\sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{m_s})} \quad \lambda_{s,k} = 0.883$$

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli teräksille

$$\Delta\sigma_{sw,ekv} := \lambda_{s,k} \cdot \Delta\sigma_{sw}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{sw,ekv} = 98.195 \cdot \frac{N}{mm^2} < f_{smd.V} = 98.438 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Puristetun betonin käyttöikä

Tilastotiedot ovat muuten samat kuin edellä esitettyssä tarkastelussa 100 vuoden käyttöiälle, mutta tarkastelujaksoa on lyhennetty on saavutettu teoreettinen käyttöikä.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 2$
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 0$
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 0$

Tämä on iteroitu

Tonnia / raide / vuosi yhteensä

$$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 6.5 \times 10^7$$

Vuosien määrä yhteensä

$$N_R := \sum_{i=3}^6 N_{r_i} \quad N_R = 18$$

Tonnia / raide / vuosi keskimäärin

$$Q_R := \frac{Q}{N_R} \quad Q_R = 3.611 \times 10^6$$

Ominaisjunien vaikutus teräkselle

$$\lambda_{c,k} := \frac{\lambda_{m,\alpha,1}}{m_c \sqrt{19 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[m_c]{\sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{m_c})} \quad \lambda_{c,k} = 0.48$$

Betonin tarkastus 100 vuoden käyttöiälle mallilla 3

Taivutus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli betonille

$$\Delta\sigma_{c,ekv} := \lambda_{c,k} \cdot \Delta\sigma_c$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{c,ekv} = 3.037 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cnd} = 3.103 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Leikkaus betonin käyttöikä

Tilastotiedot ovat muuten samat kuin edellä esitettyssä tarkastelussa 100 vuoden käyttöiälle, mutta tarkastelujaksoa on lyhennetty on saavutettu teoreettinen käyttöikä.

Aikaväli [vvvv-vvvv]	Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
1959-1974	$Q_{r_3} := 3 \cdot 10^6$	$N_{r_3} := 16$
1975 - 1999	$Q_{r_4} := 8.5 \cdot 10^6$	$N_{r_4} := 25$
2000 - 24	$Q_{r_5} := 15.5 \cdot 10^6$	$N_{r_5} := 25$
2025 -	$Q_{r_6} := 25 \cdot 10^6$	$N_{r_6} := 240$

Tämä on iteroitu

Tonnia / raide / vuosi yhteensä

Vuosien määrä yhteensä

$$Q := \sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i}) \quad Q = 6.648 \times 10^9$$

$$N_R := \sum_{i=3}^6 N_{r_i}$$

$$N_R = 306$$

Tonnia / raide / vuosi keskimäärin

$$Q_R := \frac{Q}{N_R} \quad Q_R = 21.725 \times 10^6$$

Ominaisjunien vaikutus teräkselle

$$\lambda_{c,k} := \frac{\lambda_{m,\alpha,1}}{m_c \sqrt{19 \cdot 10^8}} \cdot \sqrt[6]{\sum_{i=3}^6 (Q_{r_i} \cdot N_{r_i} \cdot k(i)^{m_c})} \quad \lambda_{c,k} = 1.006$$

Betonin tarkastus 100 vuoden käyttöiälle mallilla 3

Leikkaus

Vaurioitumisen suhteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli betonille

$$\Delta\sigma_{c,ekv,V} := \lambda_{c,k} \cdot \Delta\sigma_{c,V}$$

Vaurioitumisen suhteen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä verrataan väsymislujuuteen.

$$\Delta\sigma_{c,ekv,V} = 0.181 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{ctnd} = 0.182 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

TODELLISTEN λ -KERTOIMIEN LASKENTA JA VERTAILU

Tässä lasketaan Kyytiojan ratasillalle λ -kertoimet, jotka perustuvat joko eurokoodin todellisiin juniin tai suomalaisiin todellisiin juniin ja standardin SFS-EN 1992-1 mukaiseen S-N-käyrään.

EC:n todellisten junien mukaiset λ -kertoimet teräkselle Kyytiojan ratasillalle

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli

Selvitetään vauriokertymä todellisista junista Palmgren-Minerin summalla. Vauriokertymä liikennemäärän ja käyttöiän perusarvoilla sadan vuoden aikana

$$\sum_i \frac{n_i}{N(\Delta\sigma_i)} = D_{\text{tod}} \quad D_{\text{tod}} := 0.235 \quad \text{Esitetty laskelmissa sivulla 43.}$$

Lasketaan jännitysvaihteluväli, joka aiheuttaa yhtä suuren vaurion tietyllä kuormanvaihtoluvun arvolla. Tätä jännitysvaihteluväliä kutsutaan ekvivalentiksi jännitysvaihtelu-väliksi.

Kuormanvaihtoluku, jolla väsymiskestävyys määritellään on $N := 10^6$.

Koska jännitysvaihteluväli on vakio, Palmgren-Minerin summa saa muodon

$$D = \frac{n}{N(\Delta\sigma)} \quad N(\Delta\sigma) \text{ on vaurioon johtava kuormanvaihtoluku jännitysvaihteluvälin funktiona.}$$

Vauriokertymä jännitysvaihteluvälin ja kriittisen kuormanvaihtoluvun avulla

$$D(\Delta\sigma, N) := \frac{N}{N_{\text{EC}}(\Delta\sigma)}$$

Määritellään näin laskettu vaurio yhtä suureksi kuin todellinen vaurio D_{tod} .

$$\frac{N}{N_{\text{EC}}(\Delta\sigma_{\text{ekv}})} = D_{\text{tod}} \quad \text{Ainoa tuntematon on } \Delta\sigma_{\text{ekv}}.$$

Selvitetään tapauksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli Mathcadin solve-blokin avulla.

Given

Alkuarvaus Ratkaistava yhtälö

$$\Delta\sigma := 100 \quad D(\Delta\sigma, N) = D_{\text{tod}}$$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli, kun $N=10^6$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} := \text{Find}(\Delta\sigma) \quad \Delta\sigma_{\text{ekv}} = 138.348$$

Tämä on siis jännitysvaihteluväli, joka aiheuttaa yhtä suuren vaurion 100 vuodessa ($N=10^6$) kuin eurokoodin todelliset junat. Varmistetaan asia vielä laskemalla:

$$D(\Delta\sigma_{\text{ekv}}, N) = 0.235 \quad D_{\text{tod}} = 0.235 \quad \text{OK!}$$

Kokonais λ -kerroin

Tapauksen λ -kerroin lasketaan siten, että verrataan ekvivalentin jännitysvaihteluvälin arvoa laskentakuorman ja dynaamisen suurennuskertoimen tuloon eli kaavalla

$$\lambda = \frac{\Delta\sigma_{ekv}}{\Phi\Delta\sigma_{71}}$$

Laskentakuorman aiheuttaman jännitysvaihteluvälin ja dynaamisen suurennuskertoimen tulo saa arvon

$$\Phi\Delta\sigma_{71} := 167.213 \quad \text{Arvo on saatu laskelmista s. 91.}$$

λ -kerroin teräkselle on siis

$$\lambda_s := \frac{\Delta\sigma_{ekv}}{\Phi\Delta\sigma_{71}} \quad \lambda_s = 0.827$$

Verrataan tätä arvoa standardin SFS-EN 1992-2 λ -kertoimiin teräkselle. Vertailukohtana on siis näiden laskelmien malli 1. Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin laskennassa on käytetty eurokoodin todellisia junia ja tavallista liikenteen koostumusta, joten liikennemäärän perusarvo on $25 \cdot 10^6$ ja tarkasteltu käyttöikä 100 vuotta. Nämä johtavat siihen, että vain $\lambda_{s,1}$ -kerroin saa arvon, joka poikkeaa yhdestä.

$$\lambda_{s,1}(L) := \begin{cases} 0.90 & \text{if } L \leq 2\text{m} \\ 0.90 + (0.65 - 0.90) \cdot \left(\log\left(L \cdot \frac{1}{\text{m}}\right) - 0.3 \right) & \text{if } 2\text{m} < L < 20\text{m} \\ 0.65 & \text{if } 20\text{m} \leq L \end{cases}$$

$$\lambda_{s,EC} := \lambda_{s,1}(L) \quad \lambda_{s,EC} = 0.812$$

Laskettu λ -kerroin on hyvin lähellä Palmgren-Minerin mallilla laskettua λ -kerrointa.

Palmgren-Minerin summan mukaan lasketulla λ -kertoimella saatiin ekvivalentiksi jännitysvaihteluväliksi

$$\Delta\sigma_{ekv} = 138.348$$

Eurokoodin mallin 1 mukaan laskettuna saatiin

$$\Delta\sigma_{equ} := \lambda_{s,EC} \cdot \Phi\Delta\sigma_{71} \quad \Delta\sigma_{equ} = 135.726$$

Näitä jännityksiä verrataan väsymiskestävyyteen $\Delta\sigma_{Rsk}$, johon sovelletaan haluttua osavarmuuslukua

$$\Delta\sigma_{Rsk,EC} = 162.5 \quad \frac{\Delta\sigma_{Rsk,EC}}{1.15} = 141.304 \quad \frac{\Delta\sigma_{Rsk,EC}}{1.18} = 137.712$$

Verrattaessa ekvivalentteja jännitysvaihteluvälejä väsymiskestävyyteen ilman osavarmuuslukua, huomataan, että käyttöikä on reilusti yli 100 vuotta. Jos osavarmuuslukuna on 1,18, ovat ekvivalentit jännitysvaihteluvälit lähellä väsymiskestävyyttä.

Suomalaisten todellisten junien mukaiset λ -kertoimet Kyytiojan ratasillalle

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli

Selvitetään vauriokertymä todellisista junista Palmgren-Minerin summalla. Vauriokertymä liikennemäärän ja käyttöajan perusarvoilla sadan vuoden aikana

$$\sum_i \frac{n_i}{N(\Delta\sigma_i)} = D_{\text{tod}} \quad D_{\text{tod}} := 0.182$$

Esitetty laskelmissa sivulla 59.

Lasketaan jännitysvaihteluväli, joka aiheuttaa yhtä suuren vaurion tietyllä kuormanvaihtoluvun arvolla. Tätä jännitysvaihteluväliä kutsutaan ekvivalentiksi jännitysvaihteluväliksi. Kuormanvaihtoluku, jolla väsymiskestävyys määritellään on $N := 10^6$.

Koska jännitysvaihteluväli on vakio, Palmgren-Minerin summa saa muodon

$$D = \frac{n}{N(\Delta\sigma)} \quad N(\Delta\sigma) \text{ on vaurioon johtava kuormanvaihtoluku jännitysvaihteluvälin funktiona.}$$

Vauriokertymä jännitysvaihteluvälin ja kriittisen kuormanvaihtoluvun avulla

$$D(\Delta\sigma, N) := \frac{N}{N_{\text{EC}}(\Delta\sigma)}$$

Määritellään näin laskettu vaurio yhtä suureksi kuin todellinen vaurio D_{tod} .

$$\frac{N}{N_{\text{EC}}(\Delta\sigma_{\text{ekv}})} = D_{\text{tod}} \quad \text{Ainoa tuntematon on } \Delta\sigma_{\text{ekv}}.$$

Selvitetään tapauksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli Mathcadin solve-blokin avulla.

Given

Alkuarvaus Ratkaistava yhtälö

$$\Delta\sigma := 100 \quad D(\Delta\sigma, N) = D_{\text{tod}}$$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli, kun $N=10^6$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} := \text{Find}(\Delta\sigma) \quad \Delta\sigma_{\text{ekv}} = 134.474$$

Tämä on siis jännitysvaihteluväli, joka aiheuttaa yhtä suuren vaurion 100 vuodessa ($N=10^6$) kuin eurokoodin todelliset junat. Varmistetaan asia vielä laskemalla:

$$D(\Delta\sigma_{\text{ekv}}, N) = 0.182 \quad D_{\text{tod}} = 0.182 \quad \text{OK!}$$

Kokonais λ -kerroin

Tapauksen λ -kerroin lasketaan siten, että verrataan ekvivalentin jännitysvaihteluvälin arvoa laskentakuorman ja dynaamisen suurennuskertoimen tuloon eli kaavalla

$$\lambda = \frac{\Delta\sigma_{ekv}}{\Phi\Delta\sigma_{71}}$$

Laskentakuorman aiheuttaman jännitysvaihteluvälin ja dynaamisen suurennuskertoimen tulo saa arvon

$$\Phi\Delta\sigma_{71} := 167.213 \quad \text{Arvo on saatu laskelmista s. 91.}$$

λ -kerroin teräkselle on siis

$$\lambda_s := \frac{\Delta\sigma_{ekv}}{\Phi\Delta\sigma_{71}} \quad \lambda_s = 0.804$$

Verrataan tätä arvoa standardin SFS-EN 1992-2 λ -kertoimiin teräkselle.

Suomalainen raskaan liikenteen verkon liikennekoostumuksen vuosiliikenne on $35,48 \cdot 10^6$ t/a. Tässä on valittava käytetäänkö tätä perusarvona λ_2 -kertoimessa, jolloin se saa arvon 1 vai lasketaanko uusi λ_2 -kerroin.

$$\lambda_{s,2,uusi} := \sqrt[k_{2,EC}]{\frac{35.48 \cdot 10^6}{35.48 \cdot 10^6}} \quad \lambda_{s,2,uusi} = 1 \quad \text{TAI} \quad \lambda_{s,2} := \sqrt[k_{2,EC}]{\frac{35.48 \cdot 10^6}{25 \cdot 10^6}} \quad \lambda_{s,2} = 1.04$$

Tällöin vastaavasti eurokoodin mukaiset λ -kertoimet ovat

$$\lambda_{s,EC,uusi} := \lambda_{s,1}(L) \cdot \lambda_{s,2,uusi} \quad \lambda_{s,EC,uusi} = 0.812$$

$$\lambda_{s,EC} := \lambda_{s,1}(L) \cdot \lambda_{s,2} \quad \lambda_{s,EC} = 0.844$$

Palmgren-Minerin summan mukaan lasketulla λ -kertoimella saatiin ekvivalentiksi jännitysvaihteluväliksi

$$\Delta\sigma_{ekv} = 134.474$$

Eurokoodin mallin 1 mukaan laskettuna saatiin

$$\Delta\sigma_{equ,uusi} := \lambda_{s,EC,uusi} \cdot \Phi\Delta\sigma_{71} \quad \Delta\sigma_{equ,uusi} = 135.726$$

TAI

$$\Delta\sigma_{equ} := \lambda_{s,EC} \cdot \Phi\Delta\sigma_{71} \quad \Delta\sigma_{equ} = 141.11$$

Näitä jännityksiä verrataan väsymiskestävyyteen $\Delta\sigma_{Rsk}$, johon sovelletaan haluttua osavarmuuslukua

$$\Delta\sigma_{Rsk,EC} = 162.5 \quad \frac{\Delta\sigma_{Rsk,EC}}{1.15} = 141.304 \quad \frac{\Delta\sigma_{Rsk,EC}}{1.18} = 137.712$$

Verrattaessa ekvivalentteja jännitysvaihteluvälejä väsymiskestävyyteen ilman osavarmuuslukua, huomataan, että käyttöikä on reilusti yli 100 vuotta. Jos osavarmuuslukuna on 1,18, ovat ekvivalentit jännitysvaihteluvälit lähellä väsymiskestävyyttä.

$\lambda_{s,2}$ -kertoimessa lähemmäs "oikeaa" arvoa päästään, jos liikenteen perusmääräksi valitaan $35,48 \cdot 10^6$.

LASKENNALLISET k-KERTOIMET KYTTIOJAN RATASILLALLE

k-kerroin 1989-1922

Liikennemäärä [tonnia/vuosi/raide]	Vuodet [vuotta]
$Q_{r_1} := 35.48 \cdot 10^6$	$N_{r_1} := 100$

Mallin 1 mukainen λ_s -kerroin on $\lambda_s = 0.812$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli Palmgren-Minerin summalla

Vauriokertymä 100 vuodessa 1989-1922 junille (liikennemäärä $35,48 \cdot 10^6$).

$$\sum_i \frac{n_i}{N(\Delta\sigma_i)} = D_{\text{tod}}$$

Vauriokertymä voidaan laskea edellä olevien laskelmien avulla

Vaurio / tonni kyseisenä ajanjaksona

$$D_t := 2.626 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{1}{0.5 \cdot 10^6} \quad D_t = 5.252 \times 10^{-14}$$

Vauriokertymä 100 vuodessa

$$D_{\text{tod}} := Q_{r_1} \cdot N_{r_1} \cdot D_t \quad D_{\text{tod}} = 1.863 \times 10^{-4}$$

Kriittinen kuormanvaihtoluku

$$N_{kr} := 10^6$$

Vauriokertymä jännitysvaihteluvälin ja kriittisen kuormanvaihtoluvun avulla

$$D(\Delta\sigma, N) := \frac{N_{kr}}{N_{EC}(\Delta\sigma)}$$

Selvitetään tapauksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli Mathcadin solve-blokin avulla.

Given

Alkuarvaus Ratkaistava yhtälö

$$\Delta\sigma := 100 \quad D(\Delta\sigma, N) = D_{\text{tod}}$$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli, kun $N=10^6$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} := \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot \text{Find}(\Delta\sigma) \quad \Delta\sigma_{\text{ekv}} = 62.581 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Laskettu jännitys mitoituskuormalla } \Delta\sigma_s = 167.213 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Edellisen perusteella "tarkka" k-kerroin olisi ollut

$$k_1 := \frac{\Delta\sigma_{\text{ekv}}}{\lambda_s \cdot \Delta\sigma_s} \quad k_1 = 0.461$$

RSO:n k-kerroin / 1,1

$$k(1) = 0.509$$

k-kerroin 1923-1947***Ekvivalentti jännitysvaihteluväli Palmgren-Minerin summalla***

Vauriokertymä 100 vuodessa 1923-1947 junille

$$\sum_i \frac{n_i}{N(\Delta\sigma_i)} = D_{\text{tod}}$$

Vauriokertymä voidaan laskea edellä olevien laskelmien avulla

Vaurio / tonni kyseisenä ajanjaksona

$$D_t := 1.744 \cdot 10^{-7} \cdot \frac{1}{1.5 \cdot 10^6} \quad D_t = 1.163 \times 10^{-13}$$

Vauriokertymä 100 vuodessa

$$D_{\text{tod}} := Q_{r_1} \cdot N_{r_1} \cdot D_t$$

$$D_{\text{tod}} = 4.125 \times 10^{-4}$$

Selvitetään tapauksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli Mathcadin solve-blokin avulla.

Given

Alkuarvaus

Ratkaistava yhtälö

$$\Delta\sigma := 100$$

$$D(\Delta\sigma, N) = D_{\text{tod}}$$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli, kun $N=10^6$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} := \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot \text{Find}(\Delta\sigma)$$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} = 68.358 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Edellisen perusteella "tarkka" k-kerroin olisi ollut

RSO:n k-kerroin / 1,1

$$k_2 := \frac{\Delta\sigma_{\text{ekv}}}{\lambda_s \cdot \Delta\sigma_s}$$

$$k_2 = 0.504$$

$$k(2) = 0.582$$

k-kerroin 1948-1972

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli Palmgren-Minerin summalla

Vauriokertymä 100 vuodessa 1950-1974 junille

$$\sum_i \frac{n_i}{N(\Delta\sigma_i)} = D_{\text{tod}}$$

Vauriokertymä voidaan laskea edellä olevien laskelmien avulla

Vaurio / tonni kyseisenä ajanjaksona

$$D_t := 1.296 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{3.0 \cdot 10^6} \quad D_t = 4.32 \times 10^{-13}$$

Vauriokertymä 100 vuodessa

$$D_{\text{tod}} := Q_{r_1} \cdot N_{r_1} \cdot D_t \quad D_{\text{tod}} = 0.002$$

Selvitetään tapauksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli Mathcadin solve-blokin avulla.

Given

Alkuarvaus Ratkaistava yhtälö

$$\Delta\sigma := 100 \quad D(\Delta\sigma, N) = D_{\text{tod}}$$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli, kun $N=10^6$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} := \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot \text{Find}(\Delta\sigma)$$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} = 79.091 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Edellisen perusteella "tarkka" k-kerroin olisi ollut

RSO:n k-kerroin / 1,1

$$k_3 := \frac{\Delta\sigma_{\text{ekv}}}{\lambda_s \cdot \Delta\sigma_s}$$

$$k_3 = 0.583$$

$$k(3) = 0.664$$

k-kerroin 1973-1997***Ekvivalentti jännitysvaihteluväli Palmgren-Minerin summalla***

Vauriokertymä 100 vuodessa 1975-1999 junille

$$\sum_i \frac{n_i}{N(\Delta\sigma_i)} = D_{\text{tod}}$$

Vauriokertymä voidaan laskea edellä olevien laskelmien avulla

Vaurio / tonni kyseisenä ajanjaksona

$$D_t := 2.283 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{1}{8.5 \cdot 10^6} \quad D_t = 2.686 \times 10^{-11}$$

Vauriokertymä 100 vuodessa

$$D_{\text{tod}} := Q_{r_1} \cdot N_{r_1} \cdot D_t \quad D_{\text{tod}} = 0.095$$

Selvitetään tapauksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli Mathcadin solve-blokin avulla.

Given

Alkuarvaus Ratkaistava yhtälö

$$\Delta\sigma := 100 \quad D(\Delta\sigma, N) = D_{\text{tod}}$$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli, kun $N=10^6$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} := \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot \text{Find}(\Delta\sigma)$$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} = 125.146 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Edellisen perusteella "tarkka" k-kerroin olisi ollut

RSO:n k-kerroin / 1,1

$$k_4 := \frac{\Delta\sigma_{\text{ekv}}}{\lambda_s \cdot \Delta\sigma_s}$$

$$k_4 = 0.922$$

$$k(4) = 0.909$$

k-kerroin suomalaiset junat

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli Palmgren-Minerin summalla

Vauriokertymä 100 vuodessa suomalaisille junille

$$\sum_i \frac{n_i}{N(\Delta\sigma_i)} = D_{\text{tod}}$$

Vauriokertymä voidaan laskea edellä olevien laskelmien avulla

Vaurio / tonni kyseisenä ajanjaksona

$$D_t := 0.0018174 \cdot \frac{1}{35.48 \cdot 10^6} \quad D_t = 5.122 \times 10^{-11}$$

Vauriokertymä 100 vuodessa

$$D_{\text{tod}} := Q_{r_1} \cdot N_{r_1} \cdot D_t \quad D_{\text{tod}} = 0.182$$

Selvitetään tapauksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli Mathcadin solve-blokin avulla.

Given

Alkuarvaus Ratkaistava yhtälö

$$\Delta\sigma := 100 \quad D(\Delta\sigma, N) = D_{\text{tod}}$$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli, kun $N=10^6$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} := \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot \text{Find}(\Delta\sigma) \quad \Delta\sigma_{\text{ekv}} = 134.453 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Edellisen perusteella "tarkka" k-kerroin olisi ollut

RSO:n k-kerroin / 1,1

$$k_5 := \frac{\Delta\sigma_{\text{ekv}}}{\lambda_s \cdot \Delta\sigma_s} \quad k_5 = 0.991 \quad k(5) = 1$$

k-kerroin eurokoodin junat***Ekvivalentti jännitysvaihteluväli Palmgren-Minerin summalla***

Vauriokertymä 100 vuodessa eurokoodin junille

$$\sum_i \frac{n_i}{N(\Delta\sigma_i)} = D_{\text{tod}}$$

Vauriokertymä voidaan laskea edellä olevien laskelmien avulla

Vaurio / tonni kyseisenä ajanjaksona

$$D_t := 0.0023510 \cdot \frac{1}{24.95 \cdot 10^6} \quad D_t = 9.423 \times 10^{-11}$$

Vauriokertymä 100 vuodessa

$$D_{\text{tod}} := Q_{r_1} \cdot N_{r_1} \cdot D_t \quad D_{\text{tod}} = 0.334$$

Selvitetään tapauksen ekvivalentti jännitysvaihteluväli Mathcadin solve-blokin avulla.

Given

Alkuarvaus Ratkaistava yhtälö

$$\Delta\sigma := 100 \quad D(\Delta\sigma, N) = D_{\text{tod}}$$

Ekvivalentti jännitysvaihteluväli, kun $N=10^6$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} := \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot \text{Find}(\Delta\sigma)$$

$$\Delta\sigma_{\text{ekv}} = 143.874 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Edellisen perusteella "tarkka" k-kerroin olisi ollut

RSO:n k-kerroin / 1,1

$$k_5 := \frac{\Delta\sigma_{\text{ekv}}}{\lambda_s \cdot \Delta\sigma_s} \quad k_5 = 1.06$$

$$k(5) = 1$$

KYYTIOJAN RATASILLAN LASKELMIEN YHTEENVETO**MENETTELYTAPA 1: YKSINKERTAISET TARKASTUKSET**

Tarkastukset kentässä	Laskettu	Sallittu
-taivutusmomentti	212,7 kNm/m	168,0 kNm/m

Tarkastukset tukialueella	Laskettu	Sallittu
-taivutusmomentti	88,0 kNm/m	103,4 kNm/m
-leikkausvoima	161,3 kN/m	151,4 kN/m

MENETTELYTAPA 2: EUROKOODIN VÄSYTYSJUNAT JA PALMGREN-MINERIN SUMMA**BETONI**

Vauriosumma / 1 vuosi	178
Vauriosumma / 100 vuotta	17800
Käyttöikä	0,0056 vuotta

TERÄS (SFS-EN 1992-1-1)

Vauriosumma / 1 vuosi	0,00235
Vauriosumma / 100 vuotta	0,235
Käyttöikä	426 vuotta

TERÄS (SFS 1268)

Vauriosumma / 1 vuosi	6,07E-09
Vauriosumma / 100 vuotta	6,07E-07
Käyttöikä	1,65E+08 vuotta

MENETTELYTAPA 3: SUOMALAISET MITOITUSJUNAT JA PALMGREN-MINERIN SUMMA**BETONI**

Vauriosumma / 1 vuosi	132
Vauriosumma / 100 vuotta	13224
Käyttöikä	0,0076 vuotta

TERÄS (SFS-EN 1992-1-1)

Vauriosumma / 1 vuosi	0,00182
Vauriosumma / 100 vuotta	0,182
Käyttöikä	549 vuotta

TERÄS (SFS 1268)

Vauriosumma / 1 vuosi	1,43E-11
Vauriosumma / 100 vuotta	1,43E-09
Käyttöikä	6,99E+10 vuotta

MENETTELYTAPA 5: SILLAN TODELLINEN KÄYTTÖIKÄ

Teräs (SFS-EN 1992-1-1)	
- vauriosumma (100 v)	0,07485
- käyttöikä	827

Betoni	
- vauriosumma (100 v)	5246
- käyttöikä	16

MENETTELYTAPA 6: EUROKOODIN YKSINKERTAISET TARKASTUKSET**TARKASTUKSET KENTÄSSÄ**

	Laskettu	Sallittu
Teräs (SFS-EN 1992-1-1)	167,2 N/mm ²	137,7 N/mm ²
Teräs (SFS 1268)	167,2 N/mm ²	169,5 N/mm ²

Betonin kestävyyssehto

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fas}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fas}} < 0,9$$

0,988 > 0,689 < 0,9

TARKASTUKSET 460 mm TUELTA

	Laskettu	Sallittu
Teräs (SFS-EN 1992-1-1)	150,9 N/mm ²	91,2 N/mm ²
Teräs (SFS 1268)	150,9 N/mm ²	112,2 N/mm ²

Betonin kestävyyssehto

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fas}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fas}} < 0,9$$

0,092 < 0,515 < 0,9

TARKASTUKSET 1000 mm TUELTA

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} < 0,9$$

0,482 < 0,583 < 0,9

**MENETTELYTAPA 7: EUROKOODIN EKVIVALENTIN
JÄNNITYSVAIHTELUVÄLIN MENETELMÄ**

TAIVUTUS

TERÄKSET	Laskettu	Sallittu
Malli 1	135,7 N/mm ²	137,7 N/mm ²
Tarkennettu malli	126,5 N/mm ²	137,7 N/mm ²
Käyttöikä	160 vuotta	

BETONI	Laskettu	Sallittu
Malli 1	1,146	6
Tarkennettu malli	1,847	6
Käyttöikä	21 vuotta	

LEIKKAUS

TERÄKSET	Laskettu	Sallittu
Malli 1	122,5 N/mm ²	91,2 N/mm ²
Tarkennettu malli	114,2 N/mm ²	91,2 N/mm ²
Käyttöikä	46 vuotta	

MENETTELYTAPA 8: RSO:N EKVIVALENTIN JÄNNITYSVAIHTELUVÄLIN MENETELMÄ

TAIVUTUS

TERÄKSET	Laskettu	Sallittu
Malli 1	134,2 N/mm ²	112,5 N/mm ²
Malli 2	130,7 N/mm ²	112,5 N/mm ²
Malli 3	133,7 N/mm ²	112,5 N/mm ²
Malli 3 käyttöikä	77 vuotta	

BETONI	Laskettu	Sallittu
Malli 1	5,042 N/mm ²	3,103 N/mm ²
Malli 2	4,911 N/mm ²	3,103 N/mm ²
Malli 3	5,330 N/mm ²	3,103 N/mm ²
Malli 3 käyttöikä	18 vuotta	

LEIKKAUS

TERÄKSET	Laskettu	Sallittu
Malli 1	88,7 N/mm ²	98,4 N/mm ²
Malli 2	86,4 N/mm ²	98,4 N/mm ²
Malli 3	88,4 N/mm ²	98,4 N/mm ²
Malli 3 käyttöikä	121 vuotta	

BETONI	Laskettu	Sallittu
Malli 1	0,143 N/mm ²	0,182 N/mm ²
Malli 2	0,140 N/mm ²	0,182 N/mm ²
Malli 3	0,143 N/mm ²	0,182 N/mm ²
Malli 3 käyttöikä	306 vuotta	

LASKETUT λ -KERTOIMET

Eurokoodin todellisten junien mukainen λ -kerroin
0,827

Suomalaisten todellisten junien mukainen λ -kerroin
0,804

Eurokoodin λ -kerroin
- (35,48*10⁶) 0,812
- (25*10⁶) 0,844

LASKETUT k-KERTOIMET

	Laskettu	RSO / 1,1
1898-1922	0,461	0,509
1923-1947	0,504	0,582
1948-1972	0,583	0,664
1973-1997	0,922	0,909
Suomalaiset junat	0,991	1,000
Eurokoodin junat	1,060	1,000

OLEMASSA OLEVIENT RAUTATIESILTOJEN VÄSYMIS- KESTÄVYYDEN TARKASTELUOHJE

Olemassa olevien rautatiesiltojen väsymistarkastelu voidaan suorittaa vaiheittain. Tässä ohjeessa on esitetty vaiheet yksinkertaisimmasta tarkimpaan. Mikäli silta läpäisee ensimmäisen vaiheen tarkastukset, ei ole tarvetta suorittaa toisen vaiheen tarkastuksia. Kolmannen vaiheen tarkastukset on tarkoitettu erityistapauksille ja niitä käytetään, jos silta ei läpäise ensimmäisen ja toisen vaiheen tarkastuksia.

Materiaalien osavarmuuslukuina käytetään rakenteelle suoritetuista tutkimuksista riippuvia osavarmuuslukuja, jotka on esitetty taulukoissa 1 ja 2.

Taulukko 1. Betoniteräksen osavarmuusluvut.

Betoniteräksen osavarmuusluku γ_s	Rakenteen mitat perustuvat suunnitelmiin eikä niitä ole tarkistettu erikoistarkastuksessa.	Rakenteen päämitat ja terästen etäisyydet on tarkistettu erikoistarkastuksessa kantavuuden kannalta kriittisissä kohdissa.
Betoniteräsmäärät perustuvat suunnitelmiin, eikä terästen korroosioastetta ole selvitetty.	1,18	1,13
Betoniteräsmäärät on varmistettu rakenteesta ja poikkipinta-alat perustuvat korroosion huomioiviin mittoihin.	1,13	1,08

Taulukko 2. Betonin osavarmuusluvut.

Betonin osavarmuusluku γ_c	Rakenteen mitat perustuvat suunnitelmiin eikä niitä ole tarkistettu erikoistarkastuksessa.	Rakenteen päämitat on tarkistettu erikoistarkastuksissa kantavuuden kannalta kriittisissä kohdissa.
Betonin lujuus perustuu suunnitelmissa esitettyyn arvoon. Vauriokartoitusta ei ole tehty.	1,41	1,33
Lujuus on selvitetty erikoistarkastuksessa kattavalla rakenteesta poratulla koekappalesarjalla ja rakenteessa ei ole tarkastuksessa havaittu vaurioita.	1,33	1,28

ENSIMMÄINEN VAIHE

Tässä vaiheessa suoritetaan tarkastukset, joissa verrataan mitoituskuorman aiheuttamia maksimivoimasuureita poikkileikkauksen kapasiteettiin. Kuormitusyhdistelmänä käytetään ominaisyhdistelmää, jossa on huomioitu myös mahdolliset lämpötilakuormat. Materiaaliominaisuuksiin sovelletaan osavarmuuslukuja.

Tukialueen lähellä tulee huomioida taivutusmomentin ja leikkausvoiman yhteisvaikutus. Poikkileikkauksen kapasiteettia laskettaessa käytetään epälineaarisia materiaaliominaisuuksia ja epälineaarista analyysiä. Laskenta voidaan suorittaa esimerkiksi FEM-ohjelmistolla.

Rakenneanalyysissä voidaan käyttää standardin SFS-EN 1992-1-1 kohtien 3.1.5 ja 3.2.4 mukaisia epälineaarisia jännitys–muodonmuutosyhteyksiä.

Taivutusmomentille poikkileikkaus tarkastetaan kaavalla

$$n_{M,fat} = \frac{M_{fat,max}}{0,5M_{Rd}} \leq 1,0, \quad (1)$$

missä

$M_{fat,max}$ on suurin poikkileikkauksessa vaikuttava taivutusmomentti kuormien ominaisyhdistelmästä ja

M_{Rd} on murtorajatilan taivutusmomenttikestävyys.

Leikkausvoimalle poikkileikkaus tarkastetaan kaavalla

$$n_{V,fat} = \frac{V_{fat,max}}{0,4V_{Rd}} \leq 1,0, \quad (2)$$

missä

$V_{fat,max}$ on suurin poikkileikkauksessa vaikuttava leikkausvoima kuormien ominaisyhdistelmästä ja

V_{Rd} on murtorajatilan leikkausvoimakestävyys.

Mikäli edelliset ehdot eivät toteudu, siirrytään toiseen vaiheeseen.

TOINEN VAIHE

2.1 Taivutus

2.1.1 Yksinkertaiset tarkastukset

Betoniterästen väsymiskestävyys voidaan tarkastaa seuraavasta ehdosta

$$\gamma_{F,fat} \times \Delta\sigma_s < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}}, \quad (3)$$

missä

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ on teräksen väsymisluku,

$\Delta\sigma_s$ on teräksen jännitysvaihteluväli luokitellusta kuormakaaviosta 71,

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ on teräksen väsymisluku, joka valitaan standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukosta 6.30,

$\gamma_{F,fat}$ on kuormien osavarmuusluku (1,0) ja

$\gamma_{s,fat}$ on teräksen osavarmuusluku, joka valitaan taulukosta 1.

Betonille vastaava tarkastus on standardin SFS-EN 1992-1-1 kaava 6.77

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (4)$$

$$\leq 0,9, \text{ jos } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{tai} \quad \leq 0,8, \text{ jos } f_{ck} < 50 \text{ MPa}$$

missä

$\sigma_{c,max}$ on suurin puristusjännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä ja

$\sigma_{c,min}$ on pienin puristusjännitys betonissa tavallisella kuormitusyhdistelmällä, jos $\sigma_{c,min}$ on vetoa käytetään sen arvona nollaa.

$f_{cd,fat}$ on betonin väsymisluku, joka lasketaan standardin SFS-EN 1992-1-1 kaavalla 6.76. Kertoimelle α_{cc} käytetään arvoa 1,0 ja kertoimelle k_1 arvoa 0,85.

Mikäli edelliset ehdot eivät toteudu, käytetään ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmää.

2.1.2 Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmä

Ekvivalentin jännitysvaihteluvälin menetelmässä käytetään kuormina pysyviä kuormia ja liikennekuormakaaviota 71, johon ei sovelleta α -kerrointa. Materiaaliominaisuudet määritetään standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan. Osavarmuusluvut valitaan taulukoista 1 ja 2. Betonin lieriölujuus voidaan laskea sen lujuusluokasta kaavalla

$$f_{ck} = 0,851 f_{ck,cube} - 1,6, \quad (5)$$

missä

f_{ck} on lieriölujuuden ominaisarvo ja

$f_{ck,cube}$ on betonin lujuusluokka.

Poikkileikkauksen jännitykset lasketaan halkeilleen poikkileikkauksen ja lineaarisen muodonmuutosjakauman perusteella. Betonin jännityksiä voidaan kuitenkin pienentää seuraavalla tavalla

$$\sigma_{c3} = \frac{\sigma_{c2}}{1,5 - 0,5 \frac{|\sigma_{c1}|}{|\sigma_{c2}|}}, \quad (6)$$

missä

σ_{c1} on betonin puristusjännitys korkeintaan 300 millimetrin päässä poikkileikkauksen yläreunasta (jos betonin jännitys on vetoa, niin σ_{c1} saa arvon 0),

σ_{c2} on suurin betonin puristusjännitys poikkileikkauksessa ja

σ_{c3} on jännitys, jota käytetään laskelmissa betonin minimi- tai maksimijännityksenä.

Merkinnät on esitetty myös seuraavassa kuvassa.

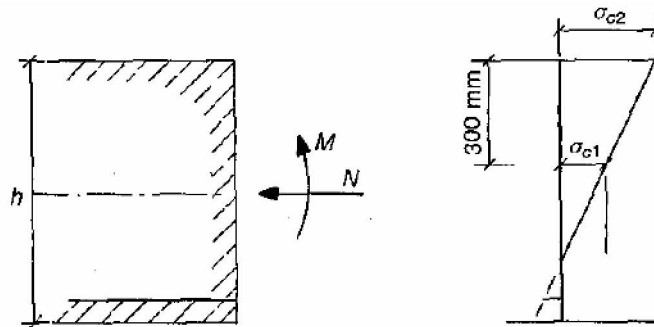


Fig. 6.7.1. Definition of stresses σ_{c1} , σ_{c2}

Kuva 1. Poikkileikkauksen jännitykset CEB–FIB Model Code 1990:n mukaan.

Malli 1

Mallilla 1 saadaan selville kestääkö silta uusille silloille suunnitteluperusteena olevan liikennemäärän 100 vuoden käyttöiän aikana.

Teräs

Teräksille kestävyysehto on

$$\lambda_s \times \Phi_2 \times \Delta\sigma_{s,71} < \frac{\Delta\sigma_{Rsk}}{\gamma_s}, \quad (7)$$

missä

γ_s on teräksen osavarmuusluku,

$\Delta\sigma_{Rsk}$ on väsymiskestävyys, joka valitaan standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukosta 6.3N,

Φ_2 on dynaaminen suurennuskerroin standardin SFS-EN 1991-2 kohdan 6.4.5 mukaan,

$\Delta\sigma_{s,71}$ on kuormakaavion 71 aiheuttama teräksen jännitysvaihteluväli ja

λ_s on korjauskerroin, joka lasketaan kaavasta

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \times \lambda_{s,4}, \quad (8)$$

missä

$\lambda_{s,1}$ on korjauskerroin, joka lasketaan standardin SFS-EN 1992-2 liitteen NN kaavan NN.108 mukaan ja

$\lambda_{s,4}$ on korjauskerroin, joka lasketaan standardin SFS-EN 1992-2 liitteen NN kaavan NN.111 mukaan.

Betoni

Betonille kestävyysehto on

$$14 \frac{1 - \frac{\sigma_{c3,max,eq}}{f_{cd,fat}}}{\sqrt{1 - \frac{\sigma_{c3,min,eq}}{\sigma_{c3,max,eq}}}} \geq 6, \quad (9)$$

missä

$$\sigma_{c3,max,eq} = \sigma_{c3,perm} + \lambda_c \sigma_{c3,max,71} \text{ ja} \quad (10)$$

$$\sigma_{c3,min,eq} = \sigma_{c3,perm} + \lambda_c \sigma_{c3,min,71}, \quad (11)$$

joissa

$\sigma_{c3,perm}$ on betonin kaavalla (6) pienennetty puristusjännitys ($\sigma_{c3,perm} \geq 0$) pysyvistä kuormista,

$\sigma_{c3,max,71}$ on betonin suurin, kaavalla (6) pienennetty, puristusjännitys ($\sigma_{c3,max,71} \geq 0$) kuormakaaviosta 71 ja dynaamisesta suurennuskertoimesta Φ_2 ,

$\sigma_{c3,min,71}$ on betonin pienin, kaavalla (6) pienennetty, puristusjännitys ($\sigma_{c3,min,71} \geq 0$) kuormakaaviosta 71 ja dynaamisesta suurennuskertoimesta Φ_2 ja

λ_c on korjauskerroin, joka lasketaan kaavasta

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \times \lambda_{c,1} \times \lambda_{c,4}. \quad (12)$$

$\lambda_{c,1}$ on korjauskerroin joka lasketaan standardin SFS-EN 1992-2 liitteen NN kohdan 3.2(105) mukaisesti,

$\lambda_{c,4}$ on korjauskerroin joka lasketaan standardin SFS-EN 1992-2 liitteen NN kaavan NN.117 mukaan ja

$\lambda_{c,0}$ ottaa huomioon pysyvän jännityksen ja se lasketaan kaavalla

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c3,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1,0. \quad (13)$$

Tarkennettu malli

Tarkennettu malli ottaa huomioon todellisen liikemäärän sekä ominaisjunat ajanjaksoittain. Tarkastukset ovat samat kuin mallissa 1, mutta kertoimet λ_s ja λ_c korvataan seuraavan kaavan mukaisella normeeratulla vaihtorasitusheilahduksen kertoimella, joka lasketaan kaavasta

$$\lambda_k = \frac{\lambda}{\sqrt[9]{Q_N}} \sqrt[9]{\sum_{i=1}^5 Q_i(k_i)^9}, \quad (14)$$

missä

λ on mallilla 1 laskettu λ_s - tai λ_c -kerroin,

Q_N on liikennemäärän perusarvon ja käyttöiän perusarvon tulo (Jos liikenne on eurokoodin väsytyksen mukainen, Q_N on 25×10^8 t/v. Jos taas liikenne on suomalaisen todellisten junien mukainen, Q_N on $35,48 \times 10^8$ t/v.),

Q_i on aikakautena i sillan ylittänyt tonnimäärä (taulukko 4) ja

k_i on aikakauden i vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroin, joka saadaan jännemitan funktiona seuraavasta taulukosta 3.

Taulukko 3. Vaihtorasitusheilahduskertoimen muutoskerroin k_i .

Aikakausi	i	Kerroin k_i		
		$L < 5$ m	$5 \text{ m} < L < 20$ m	$L > 20$ m
1900–1924	1	0,509	$0,448 + 0,012 \times L$	0,691
1925–1949	2	0,582	$0,503 + 0,015 \times L$	0,818
1950–1974	3	0,664	$0,594 + 0,014 \times L$	0,873
1975–1999	4	0,909	0,909	0,909
2000–2025	5	1,00	1,00	1,00

Taulukko 4. Bruttotonnimäärät [10^6 t/v] eri rataosilla ja eri aikakausina.

Aikaväli Rataosa	1900– 1924	1925– 1949	1950– 1974	1975– 1999	2000– 2025
Kv–Lä	2,0	4,0	7,5	22,0	35,0
Ri–Ti	3,0	6,0	12,5	17,5	26,0
Hki–Hy	4,5	9,5	18,0	15,5	35,5
Ri–Kv	2,5	5,5	10,5	14,5	28,0
Hy–Ri	2,5	5,5	10,5	14,5	41,5
Sk–Kok	1,0	2,0	4,5	9,0	10,0
Kok–Ol	0,5	1,5	3,0	8,5	15,5

2.2 Leikkaus

2.2.1 Leikkausraudoittamaton rakenne

Leikkausraudoittamattomilla rakenteilla kapasiteetti tarkastetaan seuraavista ehdoista

$$\text{kun } \frac{V_{\text{Ed,min}}}{V_{\text{Ed,max}}} \geq 0$$

$$\frac{|V_{\text{Ed,max}}|}{|V_{\text{Rd,c}}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{\text{Ed,min}}|}{|V_{\text{Rd,c}}|} \quad (15)$$

$$\leq 0,9, \text{ jos } f_{\text{ck}} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{tai} \quad \leq 0,8, \text{ jos } f_{\text{ck}} > 50 \text{ MPa}$$

$$\text{kun } \frac{V_{\text{Ed,min}}}{V_{\text{Ed,max}}} < 0$$

$$\frac{|V_{\text{Ed,max}}|}{|V_{\text{Rd,c}}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{\text{Ed,min}}|}{|V_{\text{Rd,c}}|}, \quad (16)$$

joissa

$V_{\text{Ed,max}}$ on tavallisen kuormitusyhdistelmän vallitessa vaikuttavan suurimman leikkausvoiman mitoitusarvo,

$V_{\text{Ed,min}}$ on tavallisen kuormitusyhdistelmän vallitessa vaikuttavan pienimmän leikkausvoiman mitoitusarvo samassa poikkileikkauksessa, jossa $V_{\text{Ed,max}}$ esiintyy ja

$V_{\text{Rd,c}}$ on leikkauskestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan standardin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.2.2 mukaan.

2.2.2 Leikkausraudoitettu rakenne

Eurokoodin leikkausraudoitetun rakenteen laskentamalli perustuu ristikkomalliin, jossa leikkauskapasiteetti muodostuu pelkästään leikkausterästen kapasiteetista. Ristikkomallin mukaiset jännitysvaihtelut teräksessä voidaan laskea kaavasta

$$\Delta\sigma_{sw} = \frac{\Delta V}{A_{sw}z(\cot\theta_{fat} + \cot\alpha)\sin\alpha} \quad (17)$$

missä

ΔV on leikkausvoiman vaihtelu liikennekuormasta,

A_{sw} on ankkuroidun leikkausraudoituksen poikkipinta-ala,

z on tehollinen korkeus (yl. 0,9d),

α on leikkausraudoituksen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma ja

θ_{fat} lasketaan kaavasta

$$\tan\theta_{fat} = \sqrt{\tan\theta} \leq 1,0, \quad (18)$$

missä

θ on murtorajatilassa käytettävä betonin puristussauvojen ja leikkausvoimaa vastaan kohtisuorassa olevan rakenneosan akselin välinen kulma, jonka tulee olla välillä 21,8–45 astetta.

Ristikkomallilla laskettua jännitysvaihteluväliä verrataan standardin SFS-EN 1992-1-1 taulukon 6.3N väsymislujuuksiin. Poikkeuksena taulukkoon on se, että hakateräksille ei tarvitse suorittaa taivutusvähennystä vaan voidaan käyttää suorien tankojen väsymislujuutta 162,5 N/mm². Jännityksiin voidaan soveltaa samoja λ -kertoimia kuin taivutukselle.

Eurokoodin ristikkomenetelmä ei sovellu rakenteille, joissa leikkausraudoitusta on vähän, esimerkiksi kun osa pääteräksistä on taivutettu ylös. Näissä tapauksissa on käytettävä muita menetelmiä väsymiskestävyyden toteamiseksi. Esimerkiksi Liikenneviraston ohjeessa Betonisillat on esitetty leikkauskestävyyden laskenta B4:n mukaan, tätä menetelmää käytettäessä myös betonin vaikutus leikkauskestävyyteen voidaan ottaa huomioon.

KOLMAS VAIHE

Tämän vaiheen menettelyt ovat aina siltakohtaisia ja erikseen sovittava viranomaisten kanssa. Tarkastuksiin voi sisältyä kokeita rakenteesta, tilastollisia analyyskejä jne. Laskentamenetelmät perustuvat tilastollisiin menetelmiin.

LÄHTEET

SFS-EN 1991-2. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 2004. 144 s.

SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki. Suomen standardoimisliitto. 2005. 222 s.

Ratahallintokeskus. RSO 9 Rautatiesiltojen kantavuuden laskentaohje. 2002. 11 s. RHK 631/731/02.

Comité euro-international du béton, Fédération internationale de la précontrainte. CEB-FIP Model Code 1990. Lontoo: Thomas Telford, 1993. 437 s. ISBN 0-7277-1696-4.

Liikennevirasto. Eurokoodin sovellusohje. Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2. Liikenneviraston ohjeita 24/2010. 5.11.2010. 110 s. Saatavissa:
http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/fi/palvelut/tietopalvelut/liikenneviraston_ohjeita/lo_2010-24_ncci2_web.pdf

